République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

المـــدرســـة الوطنيـــة العليـــا للأشغـال العموميـة

فرنسـيس جانســون

École Nationale Supérieure des Travaux Publics

Francis Jeanson

Mémoire

Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'État

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Routes et Ouvrages

Présenté Par :

- BENYAHIA CHEMSEDDINE
- BENBRIMA ABDERRAHMANE

Thème

CONCEPTION ET ETUDE D'UN VIADUC SITUE ENTRE LE PK 92+075.24 AU PK 92+361 DE LA PENETRANTE AUTOROUTIERE DJENDJEN A LOUTOROUTE EST-OUEST

Soutenu publiquement le 21/06/2025 devant le jury composé de :

Mr.F.FEDGHOUCHE	Professeur,ENSTP	Président
Mr. A. ZAOUAK	MA, UNIV BLIDA1	Encadreur
Mr. M TAKI	Professeur, ENSTP	Co-Encadrant
Mr.M. BELAOURA	MCA, ENSTP	Examinateur
Mr. A. MOKHTAR	Ingénieur, COSIDER OA	Membre
Mr.M. GUERFI	Ingénieur, GCB	Membre

Promotion 2024 / 2025

© ENSTP-FJ – Garidi – Vieux Kouba

Dédicace

À mon cher père,

qu'Allah lui accorde Sa miséricorde et lui ouvre les portes de Son paradis.

Ce travail est en partie le fruit des valeurs que tu m'as transmises.

À ma mère bien-aimée,

source d'amour, de patience et de courage,

merci pour ton soutien inconditionnel à chaque étape.

À mes frères et sœurs : Wissam, Amira, Aya et Achraf,

votre présence a toujours été un soutien précieux.

À mon ami et collègue Abderrahmane,

cinq années d'efforts partagés et un beau parcours pour mener à bien ce mémoire.

Merci pour ta confiance, ton sérieux et ton amitié sincère.

À notre encadrant zaouak abdenour,

nos sincères remerciements pour votre accompagnement et vos conseils précieux.

À toute l'équipe de l'entreprise MAPA,

merci pour l'accueil chaleureux et les connaissances transmises durant le stage.

À l'ensemble du personnel pédagogique et administratif de l'ENSTP,

merci pour votre encadrement, votre disponibilité, et pour l'environnement de travail que vous avez su créer.

À mes amis proches,

merci simplement d'être là.

Benyahia chemseddine

DEDICACE

Avant toute chose, je souhaite exprimer ma profonde reconnaissance et ma gratitude infinie à ceux qui ont toujours été là pour moi, qui ont cru en moi-même dans les moments les plus difficiles, et qui n'ont cessé de m'encourager : mes parents bien-aimés (BENBRIMA RABIA, ZEKARA RAHWADJA). Merci à vous deux, du plus profond de mon cœur. Rien de tout cela n'aurait été possible sans vous. Que Dieu vous protège et vous récompense pour tout ce que vous avez fait pour moi.

Ce mémoire leur est dédié, avec tout mon amour et mon respect.

Je remercie également ma sœur aînée : HIBA et mes frères ALAA EDDINE et IYAD pour leur soutien indéfectible, leur aide précieuse et leur présence constante dans ma vie. Leur encouragement m'a été d'un grand réconfort tout au long de ce chemin.

Un grand merci à ma cousine FATIMA, pour sa gentillesse, ses mots d'encouragement.

Je tiens à dédier ce mémoire à BENYAHIA CHEMSEDDINE, dont la présence et le soutien m'ont profondément marqué et accompagné durant ce travail.

Enfin, je dédie ce mémoire à tous mes amis fidèles : OMAR, AYMEN, AMINE, RAMZI qui ont su être là aux bons moments comme aux plus difficiles.

Benbrima Abderrahmane

REMERCIEMENTS

Ce travail n'aurait pu être mené à bien sans le soutien et l'accompagnement de nombreuses personnes, que nous tenons à remercier sincèrement.

Nous remercions tout d'abord Dieu, qui nous a donné la force, la patience et la volonté nécessaires pour mener à bien ce mémoire.

Nous exprimons notre profonde gratitude à Monsieur Abdenour ZOUAG, notre encadrant académique, pour la qualité de son encadrement, ses conseils pertinents et sa disponibilité tout au long de ce travail.

Nos remerciements s'adressent également à Monsieur Mohamed TAKI, Co-encadrant, pour ses observations constructives, son accompagnement régulier et ses remarques précieuses.

Nous adressons nos sincères remerciements aux entreprises MAPA et SERO-EST pour nous avoir accueillis durant la période de stage, et pour nous avoir offert un cadre professionnel enrichissant, propice à l'apprentissage et au développement de nos compétences. Nous remercions également les encadrants de ces structures pour leur disponibilité et leur accompagnement.

Nous remercions aussi l'ensemble des enseignants et le personnel administratif du département pour leur encadrement et leur appui tout au long de notre parcours universitaire.

Enfin, nous exprimons toute notre reconnaissance aux membres du jury pour le temps consacré à l'évaluation de ce mémoire, ainsi que pour leurs remarques et recommandations enrichissantes.

Nous adressons, pour conclure, nos remerciements les plus sincères à nos familles respectives pour leur soutien constant et leurs encouragements tout au long de notre formation.

ملخص

يهدف هذا العمل المتواضع الى تصميم ودراسة جسر يحمل اسم "ج – 92.1"، المتواجد بين النقطة الكيلومترية 92+075.26و92+360الي، يعد هذا الجسر جزءًا من مشروع انجاز الطريق السريع في خطه الرابط بين العلمة– ميناء جن جن. بدأنا هذا العمل ببحث ببليوغرافي على الجسور والمواد الحديثة المستخدمة في إنشائها. ثم انتقلنا الى التصميم العام للمشروع. حيث قمنا بإعطاء ثلاث اقتراحات ممكنة ثم حددنا الاقتراح الاكثر ملائمة باستعمال طريقة التحليل المتعدد المعايير. وقع اختيارنا على جسر مكوّن من ثماني امتدادات مستقلة مبنية بروافد مسبقة الاجهاد. ثم انتقلنا الى دراسة مختلف عناصر الجسر والتي شملت: تقييم الاحمال ـــدراسة عرضية وطولية للبنية العلوية للجسرـــ دراسة الخرسانة سابقة الاجهاد ـــ دراسة العناصر الاخرى لسطح الجسرـــالدراسة الزلزالية. في النهاية قمنا بتصميم ودراسة الاجزاء السفلية. وتجدر الإشارة إلى أننا استعنا ببرنامج "روبو 2019" في الدراسة، كما استخدمنا برنامج "أوتوكاد 2019" لرسم مختلف المخططات. كما أضفنا جدارا ساندا وقمنا بتصميمه ودراسة استقراره

كلمات مفتاحية: التصميم. الجسر. روافد مسبقة الاجهاد. الخرسانة سابقة الاجهاد. الدراسة الزلزالية. دراسة الاجزاء السفلية.

Résumé

Ce travail académique modeste a pour objectif la conception et l'étude d'un viaduc baptisé "V – 92.1", situé entre les points kilométriques 92+075.26 et 92+360. Ce viaduc s'inscrit dans le cadre du projet de réalisation de l'autoroute reliant El Eulma au port de Djen–Djen.
Nous avons débuté par une recherche bibliographique sur les viaducs et les matériaux modernes utilisés dans leur construction. Par la suite, nous avons élaboré la conception générale du projet, en proposant trois variantes, puis en sélectionnant la solution la plus appropriée à l'aide d'une méthode d'analyse multicritère.

Notre choix s'est porté sur un viaduc composé de huit travées indépendantes construites à l'aide de poutres précontraintes. L'étude a porté sur plusieurs aspects : l'évaluation des charges, l'analyse transversale et longitudinale de la superstructure, l'étude du béton précontraint, l'analyse des différents éléments du tablier, ainsi que l'étude sismique.
Enfin, nous avons conçu et analysé les éléments de l'infrastructure. Il est à noter que le logiciel Robot Structural Analysis 2019 a été utilisé pour les calculs structurels, et AutoCAD 2019 pour l'élaboration des plans. Et nous avons également ajoute un mur de soutènement, dont nous avons réalisé le dimensionnement ainsi que l'étude de stabilité.

Mots-clés : conception, viaduc, poutres précontraintes, béton précontraint, analyse sismique, infrastructure.

Abstract

This modest academic project aims to design and analyze a viaduct named "V – 92.1", located between kilometer points 92+075.26 and 92+360. The viaduct is part of the highway project connecting El Eulma to the port of Djen Djen.
We began with a bibliographic study on viaducts and the modern materials used in their construction. Next, we developed the general design of the project, proposing three alternatives and selecting the most suitable one using a multi-criteria analysis method.
The selected design consists of eight independent spans built with prestressed girders. The study addressed various aspects: load evaluation, cross-sectional and longitudinal analysis of the superstructure, analysis of prestressed concrete, assessment of deck components, and seismic analysis. Finally, the substructure elements were designed and analyzed. It is worth mentioning that Robot Structural Analysis 2019 was used for structural analysis, and AutoCAD 2019 for technical drawings. And we also added a retaining wall, for which we carried out both the design and the stability analysis.

Keywords: design, viaduct, prestressed girders, prestressed concrete, seismic analysis, substructure.

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE 1

CHAPITRE I : PRESENTATION DE PROJET

I.1. INTRODUCTION 2
I.2. PRESENTATION DE L'OUVRAGE 2
I.2.1. Situation Du Projet 2
I.2.2. Objectif du projet 2
I.2.3. Obstacles à Franchir 3
I.2.4. Caractéristiques De L'ouvrage 3
I.3. LES DONNEES DE PROJET 3
I.3.1. Les données fonctionnelles 3
I.3.1.1. Tracé En Plan 3
I.3.1.2. Profil En Long 3
I.3.1.3. Profil En Travers 4
I.3.2. Les Données Naturelles 4
I.3.2.1. Données Sismologiques 4
I.3.2.2. Données Climatiques 6
I.3.2.3. Données Géotechnique 7
I.4. CONCLUSION 7

CHAPITRE II : CONCEPTION ET PRE-DIMENSIONNEMENT

II.1. INTRODUCTION 8
II.2. LES PARAMETRES INFLUANT LE CHOIX DU TYPE D'OUVRAGE : 8
II.3. PROPOSITIONS DES VARIANTES : 8
II.4. PROCEDURE DU CHOIX DU TYPE DE PONT 8
II.5. DOMAINE D'APPLICATION DES VARIANTS : 9
II.6. PRESENTATION ET PRE-DIMENSIONNEMENT DES VARIANTES 9
II.6.1. Variante 01 : « Pont à poutres précontraintes du type VIPP » 9
II.6.1.1. Conception Longitudinale 9
II.6.1.2. Conception Transversal 10
II.6.2. Variante 02 : « Pont voussoirs en béton précontraint construit par encorbellements successifs » 11
II.6.2.1. Conception Longitudinale 12
II.6.2.2. Conception Transversal 12
II.6.3. Variante 03 : Pont mixte bipoutres 14
II.6.3.1. Conception longitudinale : 14
II.6.3.2. Conception transversale (Selon SETRA) 14
II.7. ANALYSE MULTICRITERE 16
II.7.1. Avantages Et Inconvénients Des Variantes 16
II.7.1.1. Variante 01 : Pont à poutres précontraintes de type VIPP 16
II.7.1.2. Variante 02 : Pont voussoirs en béton précontraint 16
II.7.1.3. Variante 03 : Pont Mixte Bipoutre 17
II.7.2. Estimation Du Prix 17

II.7.3. Variante Retenue 18
II.8. CARACTERISTIQUE GEOMETRIQUE DES SECTIONS 18
II.9. CONCLUSION 20

CHAPITRE III : CARECTERISTIQUES & HYPOTHESES DE CALCUL

III.1. INTRODUCTION 21
III.2. DOCUMENTS ET REGLEMENTS UTILISES 21
III.3. CARAECTERISTIQUES DES MATERIAUX 21
III.3.1. Béton 21
III.3.1.1. La Résistance A La Compression 21
III.3.1.2. La Résistance A La Traction 22
III.3.1.3. Module de déformation longitudinale du béton « E » 22
III.3.1.4. Module De Déformation Transversale Du Béton « G » : 22
III.3.1.5. Contrainte Admissible De Compression 22
III.3.2. LES ACIERS 23
III.3.2.1. Les Aciers Passifs 23
III.3.2.2. Les Aciers Actifs 24
III.4. CONCLUSION 25

CHAPITRE IV : CALCUL DES CHARGES & SURCHARGE

IV.1. INTRODUCTION 26
IV.2. LES ACTIOS APPLIQEES SUR L'OUVRAGE 26
IV.3. EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES 26
IV.3.1. Evaluation Des Charges 26
IV.3.1.1. Les Charges Permanents (CP) 26
IV.3.1.2. Les Compléments De Charges Permanentes (CCP) 28
IV.3.2. Évaluation Des Surcharges 29
IV.3.2.1. Les Caractéristiques De Pont 29
IV.3.2.2. Système De Charge A 30
IV.3.2.3. Système De Charge B 31
IV.3.2.4. Charges Militaires Mc 120 34
IV.3.2.5. Charges Exceptionnelles D240 35
IV.3.2.6. Coefficient De Majoration Dynamique 35
IV.3.2.7. Efforts De Freinage 36
IV.3.2.8. Action Thermique 36
IV.3.2.9. Les Combinaisons D'actions 37
IV.4. CONCLUSION 37

CHAPITRE V : EVALUATION EFFORTS LONGITIDUNAUX

V.1. INTRODUCTION 38
V.2. CALCUL LONGITUDINAL 38
V.2.1. Calcul du moment fléchissant et l'effort tranchant dû à la charge permanente 38
V.2.2. Calcul du moment fléchissant et l'effort tranchant dû à la surcharge A (L) 39
V.2.3. Calcul du moment fléchissant et l'effort tranchant due à la surcharge Mc 120 40

V.2.4. Calcul du moment fléchissant et l'effort tranchant due à la surcharge D240 ... 41
V.2.5. Calcul du moment fléchissant et l'effort tranchant due à la surcharge B_T 42
V.2.6. Calcul du moment fléchissant et l'effort tranchant due à la surcharge B_c 44
V.3. CONCLUSION 46

CHAPITRE VI : REPARTITION TRANSVERSLAE DES EFFORTS

VI.1. INTRODUCTION 47
VI.2. REPARTITION TRANSVERSSALE DES EFFORTS (SELON LA METHODE GUYON-MASSONET) 47
VI.3. DETERMINATION DES PARAMETRES DE CALCUL 47
VI.3.1. Calcul De Paramètre D'entretoisement θ 47
VI.3.2. Paramètre De Torsion α 48
VI.4. CALCUL DES MOMENTS FLECHISSANT 49
VI.4.1. Coefficient De Répartition Transversale Kα 49
VI.4.2. Calcul De Coefficient Kα Pour Chaque Poutre 52
VI.4.3. Construction Des Lignes D'influence 52
VI.4.4. Calcul De Coefficient $\mathbf{K}_{\alpha\,moy}$ 53
VI.4.4.1. Etude Du Chargement 53
VI.4.4.2. Les Valeurs De Kα Pour Chaque Poutre 54
VI.4.5. Valeurs Des Moments Fléchissant Réels 54
VI.4.6. Détermination De La Poutre La Plus Sollicitée 55
VI.4.6.1. CONCLUSION 56
VI.5. MODELISATION DU TABLIER AVEC ROBOT 56
VI.5.1. Présentation Du Logiciel De Modelisation 56
VI.5.2. Modèle Structurel 56
VI.5.3. Les Etapes De Modelisation 57
VI.5.4. Les Résultats 58
VI.5.5. Comparaison Entre Les Valeurs Analytiques Et Automatiques 61
VI.6. CONCLUSION 61

CHAPITRE VII : ETUDE DE PRECONTRAINTE

VII.1. INTRODUCTION 62
VII.2. PRECONTRAINTE PAR POST-TENSION 62
VII.3. DONNEES DE CALCUL 63
VII.4. DIMENSIONNEMENT DE LA PRECONTRAINTE 63
VII.4.1. Nombre De Câbles A Mi-Travée 63
VII.4.2. Détermination Du Nombre De Câbles A L'about 65
VII.4.3. PRE- VERIFICATION DES CONTRAINTES 65
VII.5. TRAÇAGE ET DISPOSITION DES CABLES DE PRECONTRAINTE 67
VII.5.1. Principe 67
VII.5.2. Disposition des câbles 67
VII.5.3. Tracé des câbles 70
VII.6. CALCUL DES PERTES 72
VII.6.1. Les Pertes De Tension Instantanées 72

VII.6.1.1. Pertes Par Frottement 72
VII.6.1.2. Pertes Par Recul De L'ancrage 73
VII.6.1.3. Perte De Tension Par Déformations Instantanées Du Béton 74
VII.6.2. Pertes De Tension Différées 74
VII.6.2.1. Pertes Par Retrait 75
VII.6.2.2. Pertes Par Fluage 75
VII.6.2.3. Pertes par relaxation 76
VII.6.3. Pertes totales 76
VII.7. JUSTIFICATION DES POUTRES 76
VII.7.1. Sections De Vérification 76
VII.7.2. Limitation Des Contraintes 77
VII.7.3. JUSTIFICATION DE LA POUTRE A L'ELS 77
VII.7.3.1. Effort De Précontrainte 77
VII.7.3.2. Justification des contraintes normales : 78
VII.7.3.3. Justification Des Contraintes Tangentielles 79
VII.7.3.4. Armature Longitudinale Des Zones Tendues 80
VII.8. JUSTIFICATION DE LA POUTRE A L'ELU 81
VII.8.1. Vérification A La Non Rupture Des Armatures Transversales 81
VII.8.2. . Vérification Au Non Ecrasement Des Bielles De Béton 82
VII.8.3. Les armatures de peau 83
VII.9. CONCLUSION : 83

CHAPITRE VIII : ETUDE DE TABLIER

VIII.1. INTRODUCTION 84
VIII.2. FLECHES ET CONTRE FLECHES 84
VIII.2.1. Flèche due au poids propre du tablier G 84
VIII.2.2. Flèche Due Au Poids Propre De La Poutre 84
VIII.2.3. Contre Flèche De Précontrainte 85
VIII.2.4. Flèche De Construction 85
VIII.2.5. Flèche maximal à ELS 85
VIII.2.6. Flèche Totale 86
VIII.2.7. VERIFICATION DE LA FLECHE 86
VIII.3. ETUDE DE LENTRETOISE 86
VIII.3.1. Principe De Ferraillage Des Entretoises 86
VIII.3.2. Position Des Vérins 87
VIII.3.3. Evaluation des efforts 87
VIII.3.3.1. Résultats 88
VIII.3.4. Ferraillage De L'entretoise 89
VIII.4. ETUDE DE L'HOURDIS 90
VIII.4.1. Hypothèse De Calcul 90
VIII.4.1.1. Définition 90
VIII.4.1.2. Géométrie De L'hourdis 90
VIII.4.1.3. Méthode De Calcul 90
VIII.4.2. Modelisation Et Evaluation Des Efforts 90

VIII.4.3. Les résultats 90
VIII.4.4. Ferraillage 91
VIII.5. CONCLUSION 92

CHAPITRE IX : ETUDE SISMIQUE ET EQUIPEMENTS DE PONT

IX.1. INTRODUCTION 93
IX.2. APPAREIL D'APPUI 93
IX.2.1. Choix Du Type D'appareil 93
IX.2.2. Constitution De L'appareil D'appuis En Elastomère Fretté 93
IX.2.3. Définition Géométrique D'un Appareil D'appui 94
IX.2.4. Dimensionnement Des Appareils D'appui 94
IX.2.4.1. Aire d'appareil d'appui 94
IX.2.4.2. Calcul De L'épaisseur De L'appareil D'appui 95
IX.2.4.3. Dimensionnement Des Frettes : 95
IX.3. L'ANALYSE SISMIQUE 96
IX.3.1. Caractéristiques De L'ouvrage Relatives A L'etude Sismique 96
IX.3.2. Méthodes D'analyse 96
IX.3.2.1. Choix De La Méthode D'analyse Sismique 96
IX.3.3. Séisme Longitudinal 97
IX.3.3.1. Détermination De La Raideur Longitudinale Du Système 98
IX.3.3.2. Détermination Des Actions Longitudinales 99
IX.3.4. Seisme Transversal 100
IX.3.4.1. Détermination De La Raideur Transversale Du Système 101
IX.3.4.2. Répartition Des Efforts Sismiques 102
IX.3.4.3. Verefication 102
IX.3.4.4. Les Combinaisons Des Efforts 102
IX.4. VERIFICATIONS DES APPAREILS D'APPUI SELON RPOA 2008 103
IX.4.1. Résistance A La Compression 103
IX.4.2. Sécurité Au Flambement 103
IX.4.3. Limitation de la distorsion 104
IX.4.4. Condition de non glissement 105
IX.5. ÉTUDE DES DES D'APPUIS 105
IX.5.1. Dimensions En Plan 105
IX.5.2. Ferraillage des dès d'appuis 106
IX.5.2.1. Armatures de chainage 106
IX.5.2.2. Armatures horizontales : 106
IX.5.2.3. Frette supérieure : 106
IX.5.2.4. Frettes inférieures : 106
IX.6. JOINT DE CHAUSSEE 106
IX.6.1. Dimensionnement 107
IX.6.1.1. Calcul Du Souffle 107
IX.6.2. Choix de type de joint 108
IX.7. CONCLUSION 109

CHAPITRE X : ETUDE DE LA PILE

X.1. INTRODUCTION 110
X.2. ÉTUDE DE LA PILE 110
X.3. PRE DIMENSIONNEMENT DES PILES 110
X.3.1. Dimensions 110
X.3.2. Implantation Des Piles 111
X.3.3. Vérification De La Stabilité De La Pile Vis-A-Vis Du Flambement 112
X.4. DESCEND DES CHARGES 112
X.4.1. Pile Pris En Considération Dans Le Calcul 112
X.4.2. Evaluations Des Efforts Dus A La Pile 112
X.4.3. Efforts Dus Au Tablier 113
X.4.4. Combinaison Des Efforts 113
X.5. ETUDE DES ELEMENTS DE LA PILE 114
X.5.1. ETUDE DES PIEUX 114
X.5.2. ETUDE DE LA SEMELLE 116
X.5.3. ETUDE DES FUTS 117
X.5.4. ETUDE DU CHEVETRE 120
X.5.4.1. Dimensionnement à la flexion 120
X.5.4.2. Dimensionnement à la torsion 122
X.6. CONCLUSION 123

CHAPITRE XI : CONCEPTION ET ETUDE DE LA CULEE

XI.1. INTRODUCTION 124
XI.2. CHOIX DU TYPE DES CULEES 124
XI.3. MODELE DES CULEES ADOPTEES 124
XI.4. PRE DIMENSIONNEMENT DE LA CULEE 124
XI.5. ÉVALUATION DES EFFORTS SOLLICITANT LA CULEE ET VERIFICATION DE LA STABILITE DE LA CULEE 125
XI.6. ETUDE SISMIQUE DE LA CULEE 128
XI.6.1. Evaluations Des Charges Sismiques Permanentes 129
XI.6.2. Evaluation Des Charges Sismiques Dues A La Poussée Dynamique Des Terres 129
XI.6.3. Évaluation des charges sismiques dues au tablier : 130
XI.6.4. Les charges sismiques totales (culée + tablier) : 130
XI.6.5. Combinaisons état limite ultime ELA 131
XI.6.6. Effort revenant à chaque pieu 131
XI.7. ETUDE DES ELEMENTS DE LA CULEE 132
XI.7.1. ETUDE DE MUR FRONTAL 132
XI.7.1.1. Evaluation Des Efforts 132
XI.7.1.2. Combinaison Des Efforts 133
XI.7.1.3. Ferraillage De Mur Frontal 133
XI.7.2. ETUDE DE DALLE DE TRANSITION 134
XI.7.2.1. Evaluation Des Efforts 134
XI.7.2.2. Ferraillage 134

XI.7.3. ETUDE DU CORBEAU 135
XI.7.3.1. Evaluation Des Efforts 135
 Réaction des surcharges sur remblais : 135
XI.7.3.2. Ferraillage 136
XI.7.4. ETUDE DE MUR GARDE GREVE 136
XI.7.4.1. Evaluation Des Efforts 136
XI.7.4.2. Ferraillage 138
XI.7.5. ETUDE DE MUR EN RETOUR 138
XI.7.5.1. Evaluation Des Efforts 139
..... 139
XI.7.5.2. Combinaison Des Efforts 139
XI.7.5.3. Ferraillage 140
XI.8. CONCLUSION 141

CHAPITRE XII : MURS DE SOUTENEMENTS

XII.1. INTRODUCTION 142
XII.2. GENERALITES SUR LES MURS DE SOUTENEMENTS 142
XII.3. DIFFÉRENTS TYPES D'OUVRAGES DE SOUTÈNEMENT 142
XII.3.1. Les Murs Poids 142
XII.3.2. Les Murs En Béton Armé 143
XII.4. MODES DE RUPTURE DES OUVRAGES DE SOUTENEMENT 144
XII.5. EFFORTS SOLLICITANT UN MUR DE SOUTENEMENE 144
XII.5.1. Les Forces Verticales 144
XII.5.2. Les Forces Horizontales 145
XII.5.3. Détermination Des Valeurs Des Efforts 145
XII.5.3.1. Efforts dus au sol 145
XII.5.3.2. Efforts Due A La Surcharge 145
XII.6. DIMENSIONNEMENT DU MUR DE SOUTENEMENT 146
XII.7. VERIFICATION DE STABILITE DE MUR SOUTENEMENT 147
XII.7.1. Stabilité au glissement 147
XII.7.2. Stabilité au renversement 147
XII.7.3. Vérification vis-à-vis du poinçonnement 148

CONCLUSION GENERALE 2

BIBLIOGRAPHIE

ANNEXE A

ANNEXE B

ANNEXE C

ANNEXE D

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I : PRESENTATION DE PROJET

Figure I-1:Site de l'ouvrage 2
Figure I-2:Trace en plan 3
Figure I-3:Profil en long de l'ouvrage 4
Figure I-4:profil en travers 4
Figure I-5:Carte de zone sismique de l'Algérie d'après RPOA 5

CHAPITRE II : CONCEPTION ET PRE-DIMENSIONNEMENT

Figure II-1: Morphologie générale d'un pont à poutres en béton précontraint 9
Figure II-2: Notation des dimensions. 11
Figure II-3: Pont voussoirs 11
Figure II-4: Découpage des voussoirs 12
Figure II-5: Notation des dimensions 13
Figure II-6: Vue transversale des éléments du tablier bipoutres 14
Figure II-7: Paramètres du dimensionnement d'une bipoutre à entretoise 14
Figure II-8: Notations des dimensions de la poutre 15

CHAPITRE III : CARECTERISTIQUES & HYPOTHESES DE CALCUL

Figure III-1: Les aciers actifs 24
Figure III-2: Limitation des contraintes des sections en B.P 25

CHAPITRE IV : CALCUL DES CHARGES & SURCHARGE

Figure IV-1:dimension de la Dalle 27
Figure IV-2: Système Bc 32
Figure IV-3: Système Br 33
Figure IV-4: Système Bt 33
Figure IV-5: Convoi Mc120 34
Figure IV-6: Convoi type D240 35

CHAPITRE V : EVALUATION EFFORTS LONGITIDUNAUX

Figure V-1: L'effort tranchant pour une charge G avec ROBOT 38
Figure V-2: Le moment fléchissant pour une charge G avec ROBOT 39
Figure V-3 : Le moment fléchissant et l'effort tranchant pour une charge A (L) (3 voie chargée) 40
Figure V-4: Le moment fléchissant pour une charge Mc 120 avec ROBOT 41

Figure V-5: L'effort tranchant pour une charge Mc 120 avec ROBOT 41
Figure V-6: Le moment fléchissant pour une charge D240avec ROBOT 42
Figure V-7: L'effort tranchant pour une charge D240avec ROBOT 42
Figure V-8: Le moment fléchissant pour une charge Bt (2 tandems de Bt) 43
Figure V-9: l'effort tranchant pour une charge Bt (2 tandems de Bt) 44

CHAPITRE VI : REPARTITION TRANSVERSLAE DES EFFORTS

Figure VI-1: la disposition des poutres 47
Figure VI-2: Les lignes d'influence du coefficient Kα 53
Figure VI-3: LOGICIEL DE MODELISATION ROBOT 2019 56
Figure VI-4: Modèle de calcul 57
Figure VI-5: Affectation des charges permanentes 57
Figure VI-6: Moment max sous l'effet du poids propre de la poutre 58
Figure VI-7: Effort tranchant max sous l'effet du poids propre de la poutre 59
Figure VI-8: Moment max sous l'effet de la charge permanente 59
Figure VI-9: Effort tranchant sous l'effet de la charge permanente 59
Figure VI-10: Moment max sous la combinaison la plus défavorable à l'ELS 60
Figure VI-11: Moment max sous la combinaison la plus défavorable à l'ELU 60
Figure VI-12: Effort tranchant max sous la combinaison la plus défavorable à l'ELS 60
Figure VI-13: Effort tranchant max sous la combinaison la plus défavorable à l'ELU 61

CHAPITRE VII : ETUDE DE PRECONTRAINTE

Figure VII-1: La Précontrainte par post-tension 62
Figure VII-2:contraint admissible 66
Figure VII-3: Disposition constructive des câbles de précontrainte 68
Figure VII-4: Caractéristiques des plaques 68
Figure VII-5: Disposition des plaques d'ancrages 69
Figure VII-6: Trajectoire des câbles 71
Figure VII-7: Pertes par frottement 72
Figure VII-8: Pertes par recul de l'ancrage 73
Figure VII-9: Sections de vérification 76
Figure VII-10: Diagramme des contraintes à mi travée 81
Figure VII-11: Armature longitudinale 81
Figure VII-12:Ferraillage de la poutre. 83

CHAPITRE VIII : ETUDE DE TABLIER

Figure VIII-1: Flèche max de la poutre due à poids propre (G). 84
Figure VIII-2: Flèche due au poids propre du poutre 84
Figure VIII-3: Contre Flèche de Précontrainte 85
Figure VIII-4 Flèche maximal à ELS 85
Figure VIII-5: Position des vérins 87
Figure VIII-6: Modèle de calcul 87
Figure VIII-7: Diagramme des moments à l'ELS 88
Figure VIII-8: Diagramme des moments à l'ELU 88
Figure VIII-9: Diagramme d'effort tranchant à l'ELS pour l'entretoise. 88
Figure VIII-10: Diagramme d'effort tranchant à l'ELU pour l'entretoise 89
Figure VIII-11: Ferraillage de l'entretoise 89
Figure VIII-12: Moment max de la dalle à l'ELS 91
Figure VIII-13: Moment max de la dalle à l'ELU 91
Figure VIII-14 : Ferraillage de la dalle 92

CHAPITRE IX : ETUDE SISMIQUE ET EQUIPEMENTS DE PONT

Figure IX-1: les appareils d'appui en élastomère fretté 93
Figure IX-2: géométrique d'un appareil d'appui 94
Figure IX-3: Séisme longitudinale. 98
Figure IX-4: Séisme transversal. 101
Figure IX-5: joint de chaussée 107
Figure IX-6: définition du souffle 107
Figure IX-7: type de joint de chaussée. 109
Figure IX-8: Les caractéristiques des joints 109

CHAPITRE X : ETUDE DE LA PILE

Figure X-1: Pré-dimensionnement de la pile. 111
Figure X-2: Ferraillage des pieux 115
Figure X-3: Application de la Méthode de Bielle 116
Figure X-4 Ferraillage de la semelle 117
Figure X-5: Ferraillage des futs 119
Figure X-6: Modélisation du chevêtre 120
Figure X-7: Les efforts tranchants Tmax ELU sur le chevêtre avec le logiciel 120

Figure X-8: Les moments Mmax ELU sur le chevêtre avec le logiciel 121
Figure X-9: Les moments Mmax ELS sur le chevêtre avec le logiciel 121
Figure X-10: schéma explicatif 122
Figure X-11: Ferraillage du chevêtre 123

CHAPITRE XI : CONCEPTION ET ETUDE DE LA CULEE

Figure XI-1: Dimensions de la culée 125
Figure XI-2 : Poussé de la charge Bc locale située en arrière-mur 137
Figure XI-3: complément des charges permanentes 139
Figure XI-4: Poussée des surcharges. 139
Figure XI-5: Poussée des terres 139
Figure XI-6: moments Myy agissant le mur en retour à l'ELS 140
Figure XI-7: moments Mxx agissant le mur en retour à l'ELS 140
Figure XI-8 : Ferraillage culée 141

CHAPITRE XII : MURS DE SOUTENEMENTS

Figure XII-1: Les différents éléments d'un mur de soutènement 142
Figure XII-2:mur poids 143
Figure XII-3:mur en t 143
Figure XII-4:mur a contreforts 143
Figure XII-5:mur avec console 144
Figure XII-6:mode de rupture des mur soutènement 144
Figure XII-7: DIMENSIONNEMENT DU MUR DE SOUTENEMENT 146
Figure XII-8: Coupe transversale sur mur soutènement 147
Figure XII-9: La figure montre le point O 148
Figure XII-10: Réparation théorique des contraintes sur le sol de fondation 149

LISTES DES TABLEAUX

CHAPITRE I : PRESENTATION DE PROJET

Tableau I-1:Classification de l'ouvrage 5
Tableau I-2:coefficient d'accélération d'après RPOA 6
Tableau I-3:gradient thermique 6

CHAPITRE II : CONCEPTION ET PRE-DIMENSIONNEMENT

Tableau II-1: le domaine d'application des trois variantes 9
Tableau II-2: Récapitulation du prédimensionnement VARIANTE 01 10
Tableau II-3: Valeurs retenues pour le découpage des voussoirs 12
Tableau II-4: Récapitulation du prédimensionnement VARIANTE 02 13
Tableau II-5: Pré-dimensionnement des poutres métalliques selon CALGARO et SETRA 15
Tableau II-6: Pré dimensionnement des entretoises 16
Tableau II-7: Estimation du prix 17
Tableau II-8: l'analyse du point de vue 18
Tableau II-9: Caractéristiques section médiane 19
Tableau II-10: Caractéristiques section about 19
Tableau II-11 : Caractéristiques section intermédiaire 19

CHAPITRE III : CARECTERISTIQUES & HYPOTHESES DE CALCUL

Tableau III-1:Caractéristiques du béton utilisé 23
Tableau III-2: Contraintes admissibles de traction des armatures passives 24

CHAPITRE IV : CALCUL DES CHARGES & SURCHARGE

Tableau IV-1 Poids propre de la poutre 26
Tableau IV-2: Poids de l'entretoise 27
Tableau IV-3 Résultats de calcul des CP 27
Tableau IV-4: Résultats de calcul des CCP 29
Tableau IV-5: Poids total du tablier 29
Tableau IV-6: Le coefficient a1 30
Tableau IV-7: La valeur de v0 31
Tableau IV-8: Résultat de calcul de A(l) 31
Tableau IV-9: Coefficients bc 32
Tableau IV-10: Résultat de calcule de Bc 32

Tableau IV-11: Coefficients bt 34
Tableau IV-12: Résultat de calcule de Bt 34
Tableau IV-13: Résultat de calcule de coefficient de majoration dynamique 35
Tableau IV-14: Résultat de calcul de l'effort de freinage de A(l) 36
Tableau IV-15: Combinassions de charges 37

CHAPITRE V : EVALUATION EFFORTS LONGITIDUNAUX

Tableau V-1: Moment fléchissant et effort tranchant Sous La charge permanente 38
Tableau V-2: Moment fléchissant et effort tranchant Sous la charge de système A(l) 39
Tableau V-3 Moment fléchissant max et effort tranchant max Sous la charge de système Mc120 41
Tableau V-4 : Moment fléchissant max et effort tranchant max Sous la charge de système Bt 43
Tableau V-5: Moment fléchissant max et effort tranchant max Sous la charge de système Bc 45
Tableau V-6 : Tableau récapitulatif des moments et efforts tranchants max 46

CHAPITRE VI : REPARTITION TRANSVERSLAE DES EFFORTS

Tableau VI-1: Le calcul de paramètre d'entretoisement θ 48
Tableau VI-2: Le calcul de paramètre de torsion α 49
Tableau VI-3: Tableau de K0 pour Θ=0.55 49
Tableau VI-4: Tableau de K0 pour Θ=0.6 50
Tableau VI-5: Tableau de K0 pour Θ=0.56 50
Tableau VI-6: Tableau de K1 pour Θ=0.55 50
Tableau VI-7: Tableau de K1 pour Θ=0.6 51
Tableau VI-8: Les valeurs de coefficient K1 pour θ =0.56 51
Tableau VI-9: Tableau des valeurs de coefficient Kα 52
Tableau VI-10 : Valeurs du coefficient de répartition Kα relatives aux positions réelles des poutres 52
Tableau VI-11: Combinaisons des charges à l'ELS et à l'ELU. 55
Tableau VI-12: combinaisons de charges 58
Tableau VI-13 : Tableau comparatif des résultats manuels et automatiques de moment fléchissant. 61

CHAPITRE VII : ETUDE DE PRECONTRAINTE

Tableau VII-1: Données de l'ouvrage en(m) 63

Tableau VII-2: Résultats de calcul 63
Tableau VII-3: Caractéristiques des câbles 12T15 63
Tableau VII-4: Caractéristiques de béton 63
Tableau VII-5: Résulta Calcul de P min. 64
Tableau VII-6: Caractéristiques de chaque phase de vérification des contraintes 66
Tableau VII-7 : Résultats de vérification des contraintes 67
Tableau VII-8: Position des câbles 70
Tableau VII-9: Récapitulatif de calcul de l'angle de relevage 71
Tableau VII-10: Résultats de calcul de α, F, R, β. 71
Tableau VII-11: Les Coefficients de frottement 73
Tableau VII-12: Les résultats de calcul des pertes due au frottement 73
Tableau VII-13: Valeurs des pertes dues au recul d'ancrage 74
Tableau VII-14: Les résultats de calcul des pertes dues au raccourcissement instantané du béton 74
Tableau VII-15:résultat de calcule 75
Tableau VII-16 Les résultats de calcul des pertes dues au fluage du béton 75
Tableau VII-17: Valeurs des pertes par relaxation 76
Tableau VII-18 Les Caractéristiques des sections de vérification 77
Tableau VII-19: Limitation des contraintes 77
Tableau VII-20: Caractéristiques des quatre phases de vérification 78
Tableau VII-21: Les valeurs de la contrainte normale à l'ELS de phase 01 et 02 78
Tableau VII-22: Les valeurs de la contrainte normale à l'ELS de phase 03 et 04 79
Tableau VII-23: Effort de précontrainte 80
Tableau VII-24: Contrainte tangentielle « τ ». 80
Tableau VII-25 : Paramètres de calcul des armatures longitudinales des zones tendues 81
Tableau VII-26: Détermination de l'angle (βu). 82

CHAPITRE VIII : ETUDE DE TABLIER

Tableau VIII-1: Moments max sur la dalle 91

CHAPITRE IX : ETUDE SISMIQUE ET EQUIPEMENTS DE PONT

Tableau IX-1: Dimensionnement en plan des appareils d'appui 95
Tableau IX-2: calcul des masses des piles et des chevêtres 96
Tableau IX-3: Raideurs longitudinales des appuis 98

Tableau IX-4 : Distribution des forces sismiques longitudinales sur chaque appui. 100
Tableau IX-5: Raideurs transversale des appuis 101
Tableau IX-6: Distribution des forces sismiques transversales sur chaque appui. 102
Tableau IX-7:Verefication 102
Tableau IX-8:Les combinaisons de calcul sismique 103
Tableau IX-9: Résultat de calcul de Pu 104
Tableau IX-10: Résultat de calcul 105

CHAPITRE X : ETUDE DE LA PILE

Tableau X-1: Implantation et hauteurs des piles 111
Tableau X-2: efforts dus à la pile 112
Tableau X-3: Efforts dus au tablier 113
Tableau X-4: Combinaison des efforts à l'ELS 113
Tableau X-5: Combinaison des efforts à l'ELS 113
Tableau X-6: Effort revenant à chaque pieu 114
Tableau X-7: Résultats des efforts tranchant, normal et moment fléchissant 115
Tableau X-8: efforts agissant les futs 118
Tableau X-9: Combinaisons d'actions aux fûts à l'ELS 118
Tableau X-10: Combinaisons d'actions aux fûts à l'ELU 118
Tableau X-11: Sollicitations plus défavorables sur fut 119
Tableau X-12: Ferraillage du chevêtre à la flexion 121
Tableau X-13: résulta 122
Tableau X-14:paramètre de calcul 123

CHAPITRE XI : CONCEPTION ET ETUDE DE LA CULEE

Tableau XI-1: Récapitulatif les dimensions des éléments de la culée. 125
Tableau XI-2: évaluation des efforts dus au poids propre 126
Tableau XI-3: Efforts dus au tablier 127
Tableau XI-4: Combinaison des efforts à L'ELS 128
Tableau XI-5: Combinaison des efforts à L'ELU 128
Tableau XI-6 : Valeurs des coefficients de poussée. 129
Tableau XI-7: charges sismique permanents 129
Tableau XI-8: Charges Sismiques dues à la poussée dynamique des terres 130
Tableau XI-9: Sommation des efforts sismiques dus à la culée 130

Tableau XI-10: Efforts sismiques du tablier agissant sur la culée 130
Tableau XI-11: charges sismiques totales 130
Tableau XI-12: Les combinaisons d'action à L'ELA à la base de la semelle. 131
Tableau XI-13: Effort revenant à chaque pieu. 131
Tableau XI-14: Efforts statiques agissants sur le mur frontal 132
Tableau XI-15: Efforts dus au tablier agissant sur mur frontal. 132
Tableau XI-16: Combinaison des efforts à L'ELS 133
Tableau XI-17: Tableau Combinaison des efforts à L'ELU 133
Tableau XI-18: Efforts agissants sur la dalle de transition. 134
Tableau XI-19: Combinaisons des efforts agissants sur la dalle de transition. 134
Tableau XI-20: Combinaisons des efforts 135
Tableau XI-21: Valeurs de $\boldsymbol{Mp}/\boldsymbol{K}$. 137
Tableau XI-22: Combinaisons des efforts agissants sur la dalle de transition. 138

CHAPITRE XII : MURS DE SOUTENEMENTS

Tableau XII-1: Le pré-dimensionnement 146
Tableau XII-2: le calcul des moments 151
Tableau XII-3: Résultat de stabilité des murs 152

LISTE DES ABREVIATIONS

PK : Point Kilométrique.

RN : Route Nationale.

VIPP : Viaduc à travées Indépendantes à poutres Préfabriquées.

SETRA : Service d'études techniques des routes et autoroutes.

BAEL : Béton armé aux États limites.

BPEL : Béton précontraint aux États limites.

DTR : Document technique Réglementaire.

HA : Haute adhérence.

ELU : États limites ultime.

ELS : États limites en service.

ELA : États limites accidentelles.

HA : Haute Adhérence.

12T15 : deuze (12) torons de 15.3 mm de diamètre (chaque toron à 7 fils).

RCPR : Règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes.

CCP : Complément des charges permanentes.

AAEF : Appareils d'Appui en Elastomère Fretté.

RPOA : Règles Parasismiques applicables au domaine des Ouvrages d'Art.

MGG : Mur gade grève.

MF : mur frontal

BA : Béton Armé.

BO : Béton ordiner.

CCP : Complément des charges permanentes.

PP73 : Piles et Palées 1973.

fe : Limite d'Elasticité de l'acier.

fpeg : Contrainte Elastique Garantie de Précontrainte.

fprg : Contrainte de Rupture Garantie de Précontrainte.

ft28 : Résistance caractéristique de béton à la Traction à 28 jours.

σbc : Contrainte de Compression admissible de Béton.

σbt : Contrainte de Traction admissible de Béton.

σinf : Contrainte dans la fibre Inférieure la plus éloignée du centre de gravité de la section.

σ_{sup} : Contrainte dans la fibre Supérieure la plus éloignée du centre de gravité de la section

Sae : Spectre de réponse Elastique en Accélération.

St : Espacement des armatures Transversales.

ΔT : Variation uniforme de la température

Δθ : Gradient

fg : Flèche due aux charges permanentes.

fp : Flèche due à la précontrainte.

fc : Flèche de construction.

f : Coefficient de frottement.

G : valeur nominale des charges permanentes / module de cisaillement.

E : action sismique limitée au mouvement d'ensemble.

Q : actions variables des charges d'exploitation.

T : période fondamentale.

σp0 : Tension initiale.

Δσf : Pertes de tension par frottement.

Δrec : Pertes de tension par glissement.

Δrac : Pertes de tension par déformations instantanées du béton.

Δflu : Pertes dues au fluage du béton.

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

Le projet de fin d'études constitue une étape décisive dans le parcours de formation de l'ingénieur. Il représente l'aboutissement des connaissances théoriques et pratiques acquises durant les cinq années d'études, et permet à l'étudiant de les mettre en œuvre dans un contexte concret et professionnel. C'est également une opportunité pour développer l'autonomie, le sens de l'analyse, ainsi que la rigueur dans la démarche de conception.

Dans le cadre de ce mémoire, nous avons choisi d'étudier et de concevoir un viaduc d'une longueur de 289 mètres, situé sur l'autoroute reliant la wilaya de Sétif au port de Djen Djen dans la wilaya de Jijel. Cet axe constitue une liaison stratégique entre les Hauts Plateaux et la façade maritime, et joue un rôle essentiel dans le développement économique et la fluidité du transport des marchandises et des personnes.

La conception d'un pont est une tâche complexe qui nécessite la prise en compte de nombreux paramètres : charges permanentes et variables, contraintes géotechniques, actions sismiques, ainsi que les normes techniques nationales et internationales. Il est donc indispensable d'adopter une démarche rigoureuse et méthodique, basée sur l'analyse structurale, l'optimisation économique, et l'utilisation d'outils de modélisation performants.

Ce mémoire s'articule autour de quatre grandes parties :

- Généralités sur l'ouvrage d'art et les matériaux modern des constructions des ouvrage d'Art.
- Une présentation générale de l'ouvrage et des données de base du projet.
- La proposition et le dimensionnement de variantes et d'une analyse multicritère.
- L'évaluation des différentes actions agissant sur la structure (charges et surcharges).
- Une étude détaillée de la superstructure, incluant les éléments porteurs.
- Une étude de l'infrastructure et de l'action sismique, adaptée aux spécificités du site.
- Mur de soutènement

À travers ce travail, nous avons cherché à appliquer nos acquis universitaires à un projet d'envergure, et à nous préparer à relever les défis du métier d'ingénieur dans le domaine des travaux publics.

CHAPITRE I :

PRESENTATION DE PROJET

I.1. INTRODUCTION

Les ponts sont des ouvrages d'art indispensables permettant de surmonter divers obstacles tels que les rivières, les vallées, les routes et les voies ferrées. Leur conception exige une étude approfondie des données fonctionnelles, comme le profil en long, le profil en travers et le tracé en plan, ainsi que des facteurs naturels, notamment la géologie, la géotechnique et les conditions climatiques. Cette analyse rigoureuse aide à choisir la meilleure solution technique, assurant ainsi la sécurité, la durabilité et l'efficacité de l'ouvrage.

I.2. PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I.2.1. Situation Du Projet

ce travail de fin d'etude porte sur la conception et l'etude d'un viaduc, denomme via 92.2, situe à partir du point kilometrique (pk) 92+075. ce projet s'inscrit dans le cadre de la continuite de la nouvelle penetrante autoroutiere reliant le port de djen-djen a l'autoroute est-ouest au niveau de la ville d'el eulma, sur une distance totale de 110 km.

Le Viaduc commence à PK : 92+075 en cote de 717m.



Figure I-1:Site de l'ouvrage

I.2.2. Objectif du projet

L'objectif principal du pont, sujet de mon projet de fin d'études, est de franchir l'obstacle identifié. Toutefois, il s'inscrit également dans une démarche plus large visant à atteindre les objectifs de la pénétrante, à savoir :

- Améliorer la fluidité du trafic.
- Réduire l'isolement des villages voisins.
- Encourager l'activité économique et l'investissement.
- Offrir gain de temps et confort aux usagers.

I.2.3. Obstacles à Franchir

Le viaduc VIA 92.1 permet de franchir les obstacles suivants :

- Entre PK92+075.240 et PK92+110.115 : RN77
- EntrePK92+326 et PK92+361 : RN77

I.2.4. Caractéristiques De L'ouvrage

Les caractéristiques de l'ouvrage sont :

- Longueur totale qui traverse une ouverture de brèche de 290m.
- Largeur de tablier : 2*13.25 m.
- La largeur de la chaussée : 12m.
- La pente : 1.10 %.

I.3. LES DONNEES DE PROJET

I.3.1. Les données fonctionnelles

I.3.1.1. Tracé En Plan

Le tracé en plan est la ligne définissant la géométrie de l'axe de la voie portée, dessinée sur un plan de situation et repérée par les coordonnées de ses points caractéristiques.

Les caractéristiques du tracé en plan de l'axe principal de l'ouvrage sont :

- Début de l'ouvrage au PK 92+126.277 Arc de rayon R= 1000m et de longueur L=51m.
- PK 92+126.277à la fin de l'ouvrage ; ligne droite de longueur L=234.723m.

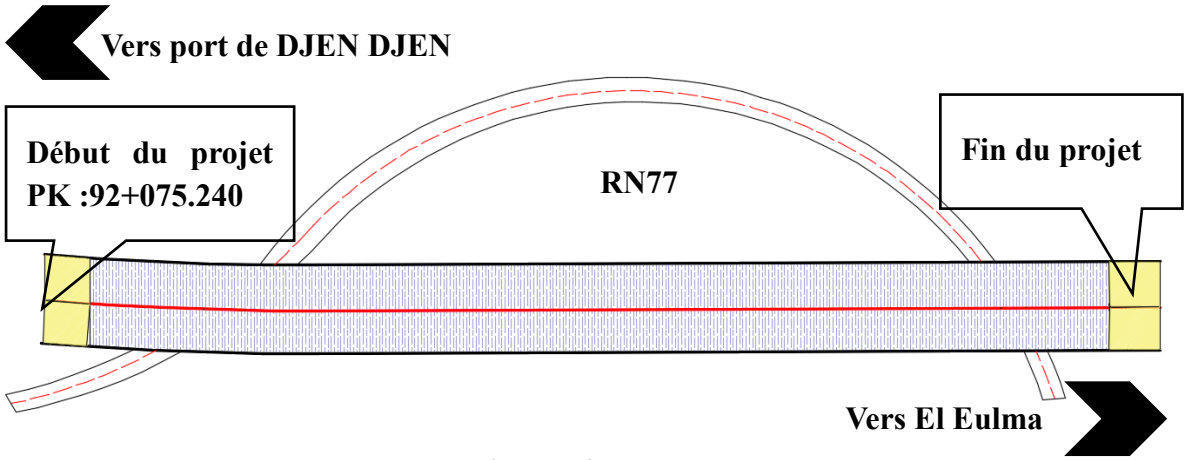


Figure I-2:Trace en plan

I.3.1.2. Profil En Long

Le profil en long est une ligne fictive obtenue par une coupe verticale suivant l'axe de l'ouvrage, définissant en élévation le tracé en plan de l'ouvrage par rapport le terrain naturel.

L'axe de roulement présente :

- De PK 92+075 au PK 92+126.28 : Un rayon convexe de 10 000 m. L=51.28m.

- De PK 92+126.28 au PK 92+361 : Un alignement droit de pente +1.10 % de Longueur L=234.72m.

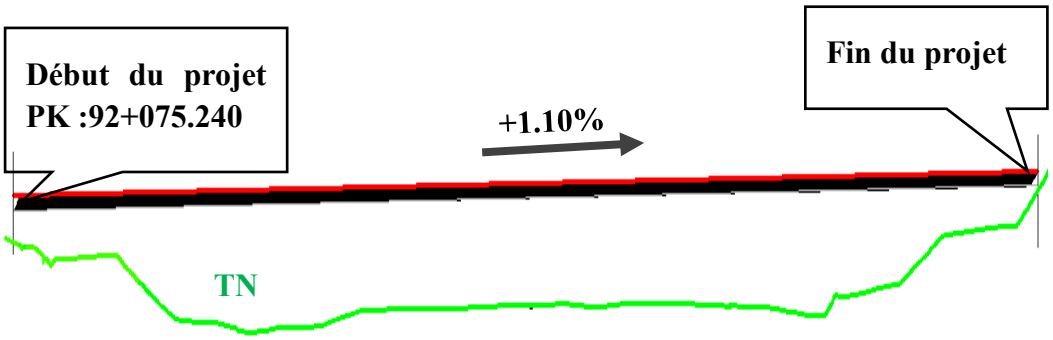


Figure I-3:Profil en long de l'ouvrage

I.3.1.3. Profil En Travers

Le profil en travers est l'ensemble des éléments qui définissent la géométrie et les équipements de la voie dans le sens transversal.

La largeur du tablier est de 13.8 m, comprend :

- Trois (3) voies de circulation de 3.5 m de largeur pour chacun.
- Deux (2) barrières de 0.75 m et 0.5 m.
- dévers de 2.5%.

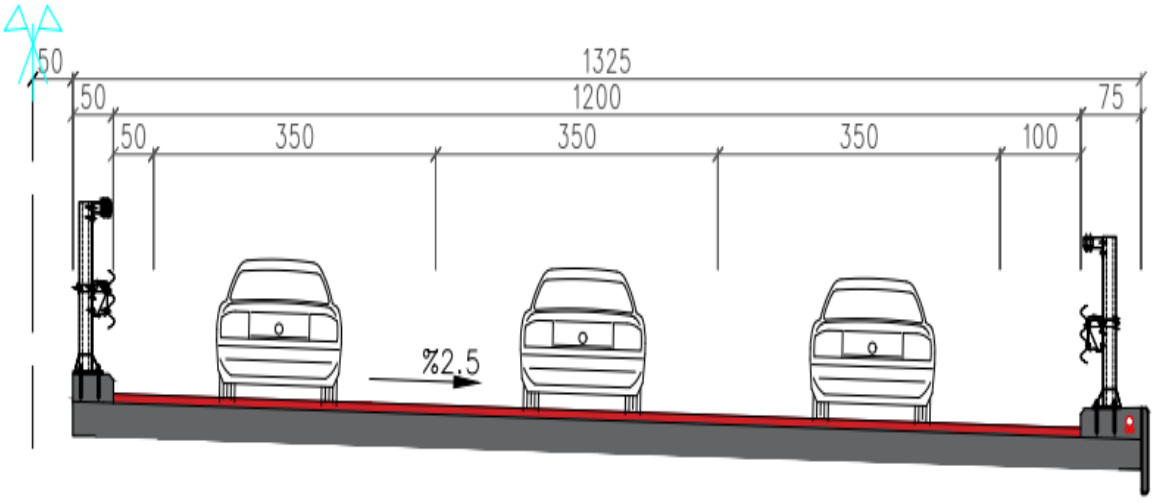


Figure I-4:profil en travers

I.3.2. Les Données Naturelles

I.3.2.1. Données Sismologiques

➢ **Classification de l'ouvrage**

Les catégories d'importance considérées pour les ponts neufs sont les suivants :

Tableau I-1:Classification de l'ouvrage

Groupe d'usage	Importance
Groupe 1	Pont stratégique
Groupe 2	**Pont important**
Groupe 3	Pont d'importance moyen

L'ouvrage est inclus dans le Groupe d'usage 2 (Pont important).

➢ **Classification de la zone sismique**

La norme sismique algérienne applicable au projet est la RPOA 2008. Cette norme établit un zonage sismique (5 zones) du territoire algérien.

- Zone 0 : négligeable
- Zone I : faible
- Zone IIa : moyenne
- Zone IIb : élevée
- Zone III : très élevée

Ce projet se trouve entièrement dans la wilaya de Sétif, correspondant à la zone IIa (activité sismique moyenne) comme on peut le voir dans la figure suivante.

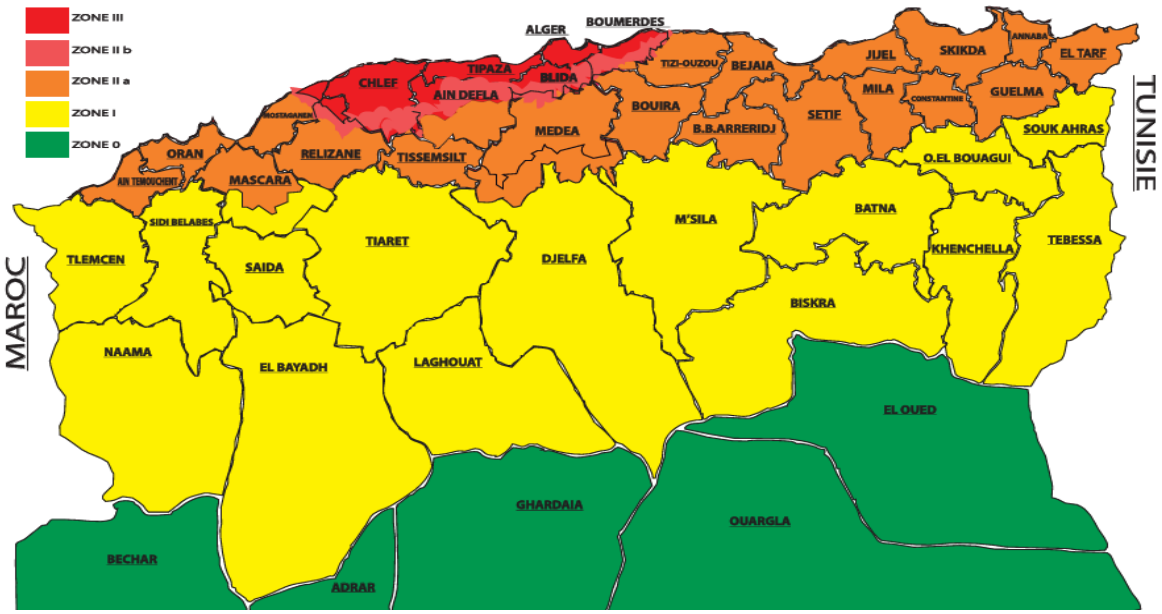


Figure I-5:Carte de zone sismique de l'Algérie d'après RPOA

➢ **coefficient d'accélération**

La norme RPOA 2008 détermine un coefficient d'accélération défini en fonction de la zone sismique et de l'importance du pont.

Tableau I-2:coefficient d'accélération d'après RPOA

Groupe de Pont	Zone sismique			
	I	IIa	IIb	III
Groupe 1	0.15	0.25	0.30	0.40
Groupe 2	0.12	**0.20**	0.25	0.30
Groupe 3	0.10	0.15	0.20	0.25

Le site étudié se situe dans une zone de sismicité moyenne (zone IIa). Et puisque l'ouvrage est de grande importance (groupe 2), alors le coefficient d'accélération pris est **A = 0.20 g.**

I.3.2.2. Données Climatiques

- **Vent**

Les efforts du vent sont fixés par le RCPR à une surcharge répartie de :

- 125 Kg/m² en cours de réalisation.
- 200 Kg/m² en service.

- **Température**

Les effets de la température sont bien évidemment pris en compte dans le calcul des constructions, elle a son effet au niveau des joints et des appareils d'appui.

Selon le RCPR en prend la variation de température uniforme en Algérie de Nord (climat tempéré) : +**35°** C et **-15°**.

En peut aussi prendre l'effet du Gradient thermique, le RCPR a adopté les valeurs suivantes

Tableau I-3:gradient thermique

	En phase de construction	En service
	Gradient (°c)	Gradient (°c)
Type 1 (tablier métallique)	±18	±10
Type 2 (tablier mixte)	±15	±8
Type 3 (tablier béton)	±12	±7

I.3.2.3. Données Géotechnique

Les données géotechniques sont évidemment fondamentales dans l'étude d'un ouvrage, non seulement elles déterminent le type de fondation des appuis, mais elles constituent l'un des éléments du choix de la solution pour le franchissement projeté. Elles sont obtenues à partir d'une reconnaissance qui doit donner les informations désirées sur le terrain naturel, le niveau de la nappe et les niveaux possibles de fondation.

Dans le cadre des recherches effectuées par MAPA sur la zone de l'ouvrage (VIA 92.2) 8 sondages ont été faits (BH-63, BH-127, BH-128, BH-129, BH-130, BH-131, BH 132, BH151) Les emplacements des sondages sont indiqués dans **l'annexe A.**

- **Les essais sur terrain**

Deux essais ont été effectués :

- SPT (essai de pénétration standard).
- Essai pressiométrique.

NB : Les résultats des sondages carottés sont rapportés dans **l'annexe A.**

- **Essais de laboratoire :**

Des essais d'identification physiques, mécaniques et chimiques ont été programmés pour des carottes et des échantillons prélevés après la réalisation des sondages carottés.

Le sol a été classifié selon le tableau 3.2 du règlement RPOA 2008, et d'après les valeurs Moyenne harmonique des Résultats Pressiométriques, dans la catégorie S2 (site ferme).

- **Recommandations pour les types de fondation**

Selon les analyses géotechniques, le choix des fondations du viaduc est adapté aux conditions spécifiques du sous-sol afin d'assurer sa stabilité et sa durabilité. Compte tenu des conditions du sous-sol, établies sur la base du modèle géotechnique, il est prévu d'adopter des fondations sur pieux forés de 120 cm de diamètre pour les culées et les piles.

I.4. CONCLUSION

À la fin de ce chapitre, on souligne l'importance de faire des études complètes sur le site du projet, son emplacement et ses caractéristiques. Il faut aussi rassembler les informations naturelles comme la topographie, la nature du sol et le climat, pour assurer un bon design de l'ouvrage et préparer une étude précise.

CHAPITRE II :
CONCEPTION ET
PRE-DIMENSIONNEMENT

II.1. INTRODUCTION

Dans ce chapitre, nous abordons la conception et le pré-dimensionnement de notre ouvrage. Cette étape est essentielle pour garantir le bon fonctionnement du pont, aussi bien en phase d'exécution qu'en phase d'exploitation. Le pré-dimensionnement de la superstructure est réalisé conformément aux recommandations du S.E.T.R.A (Service d'Études Techniques des Routes et Autoroutes).

La conception des ponts vise à trouver une solution économique au problème de franchissement, tout en respectant l'ensemble des contraintes naturelles et fonctionnelles imposées. Elle doit également intégrer des exigences en matière de durabilité et de qualité architecturale.

II.2. LES PARAMETRES INFLUANT LE CHOIX DU TYPE D'OUVRAGE :

La démarche de conception d'un pont comprend trois étapes ; le recueil de données fonctionnelles et naturelles, le choix d'une structure répondant aux exigences, et l'étude de détail de la solution retenue. Pour le choix du type d'ouvrage, on prend en considération les éléments principaux suivants Afin de choisir le type d'ouvrage voici les paramètres à prendre en compte :

- ✓ La voie portée : (pont route, pont rails, aqueducs…...).
- ✓ Le matériau principal dont ils sont constitués.
- ✓ La méthode de construction du tablier.
- ✓ Les profils de la chaussée (profil en long, profil en travers, tracé en plan).
- ✓ Délais de réalisation.
- ✓ Le gabarit à respecter.
- ✓ Les positions des appuis.
- ✓ La nature du sol des fondations.
- ✓ La nature de l'obstacle à franchir.

II.3. PROPOSITIONS DES VARIANTES :

Trois variantes de conceptions pour l'ouvrage sont proposées :

- Variante 01 : pont à poutres en béton précontraintes par post tension.
- Variante02 : Pont voussoirs en béton précontraint construit par encorbellements successifs.
- Variantes 03 : Pont mixte bipoutres.

II.4. PROCEDURE DU CHOIX DU TYPE DE PONT

Il existe diverses méthodes permettant aux décideurs de faire un choix optimal. Il est recommandé d'explorer plusieurs alternatives, basées principalement sur l'expertise de l'ingénieur concepteur.

Dans notre projet, nous nous appuierons sur une **analyse multicritère** afin de déterminer le type de pont le plus adapté à concevoir.

II.5. DOMAINE D'APPLICATION DES VARIANTS :

Le tableau suivant résume le domaine d'application des trois variantes :

Tableau II-1: le domaine d'application des trois variantes

Type D'ouvrage	portées (m)							
	30	50	60	90	110	120	150	200
VIPP	———							
Encorbellements successifs			———	———	———	———	———	———
pont à tablier mixte	———	———	———	———	———	———		

II.6. PRESENTATION ET PRE-DIMENSIONNEMENT DES VARIANTES

II.6.1. Variante 01 : « Pont à poutres précontraintes du type VIPP »

Les ponts à poutres préfabriqués en béton précontraint sont souvent très économiques, pour des portées allant jusqu'à 30 mètres en précontrainte par prés-tension (PRAD), et pour des portées comprises entre 30 et 50 m en précontrainte par poste tension (VIPP). Dans notre cas ont choisi les poutres VIPP vu que c'est la solution la plus fréquente car il y a plusieurs ouvrages de même typologie, grâce à leurs grands avantages et leur intérêt économique.

Les ponts **VIPP** (Viaduc à travées Indépendantes à Poutres Préfabriqués précontraintes par post-tension) sont constitués de poutres précontraintes par post-tension solidarisées par un hourdis en béton coulé en place. Les poutres sont reliées entre elles par des entretoises uniquement au niveau des appuis.

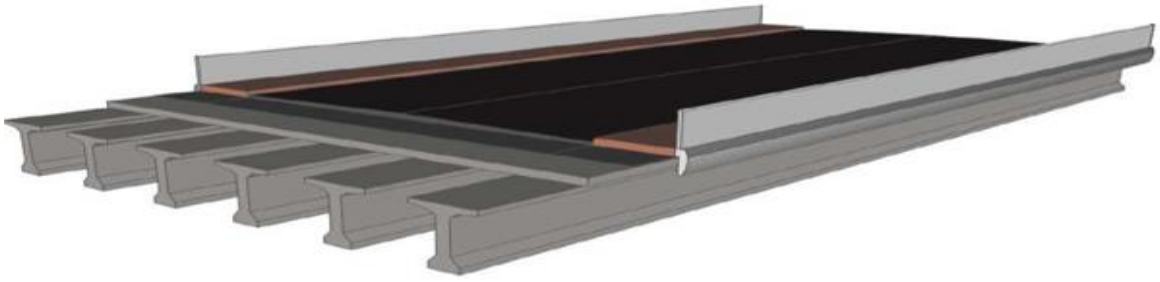


Figure II-1: Morphologie générale d'un pont à poutres en béton précontraint

II.6.1.1. Conception Longitudinale

Le choix des portées est conditionné par les possibilités d'implantation des appuis, Pour bien implanter les appuis on évite le RN77.

La gamme optimale des portées des poutres de type VIPP est comprise entre 30 et 50 m. Donc On proposera dans cette variante un pont à 8 travées équidistantes de 36.10m de longueur, Ce qui nous donne une longueur totale de 288.70m. « PK 92+075 → PK 92+363 ».

II.6.1.2. Conception Transversal

Le pré-dimensionnement a été fait selon le guide de conception SETRA [VIPP/ 1996].

Tableau II-2: Récapitulation du prédimensionnement VARIANTE 01

Elément	Ration usuel	Valeur retenu
Longueur totale de la poutre	25 à 40m	36 m
Entraxe des poutres	1.40 m < λ < 2.00 m	1.95
Entraxe des poutres de rive	La : dépend de la largeur de l'ouvrage et de l'entraxe des poutres	11.7
Nombre des poutres	N= (La / λ) +1	7
La hauteur totale du tablier	$L/20 < H_T < L/17$	2m
L'épaisseur de la dalle	$20 \leq e \leq 30$	30cm
Hauteur de la poutre	$Hp = H_T - e$	1.7m
La largeur de la table de compression	$b \geq 0{,}6 \times Hp$	1.10m
Épaisseur de la table de compression	$10\ cm \leq e_t \leq 15\ cm$	15cm
La largeur du talon	$60\ cm \leq L_t \leq 90\ cm$	60cm
Épaisseur du talon	$10\ cm \leq E_t \leq 20\ cm$	20cm
Epaisseur d'âme	à mi- travée	25cm
	en zone d'about	60cm
	à l`intermédiaire	43cm
Gousset de la table de compression	/	45°
Pente de la face inférieure de la table de compression	$1/15 \leq Tan\ \alpha \leq 1/10$	1/10

Gousset du talon	$1 \leq \text{Tan}\ \alpha \leq 1{,}5$	45°
Entretoise d'about	/	30 × 140 cm2

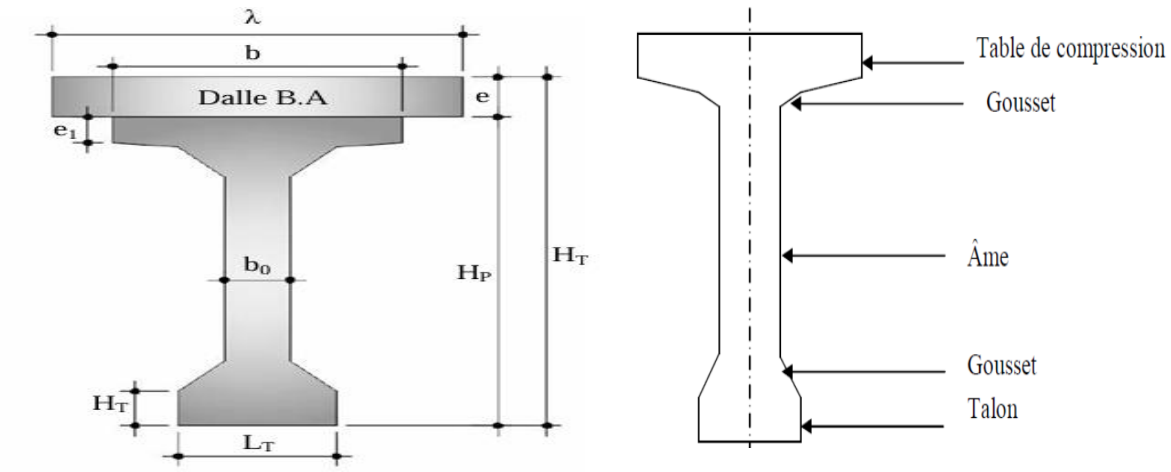


Figure II-2: Notation des dimensions.

II.6.2. Variante 02 : « Pont voussoirs en béton précontraint construit par encorbellements successifs »

Un pont en voussoirs est un pont en béton précontraint constitué d'une succession de pièces appelées voussoirs, reliées entre elles par précontrainte selon diverses méthodes d'exécution. Les voussoirs peuvent être coulés in-situ ou préfabriqués, en fonction des moyens disponibles et des capacités de l'entreprise de réalisation.

Les ponts caisson sont divisés en deux types :

- Pont caisson a hauteur variable : Lorsque les portées principales d'un ouvrage sont supérieures à 65-70 mètres.
- Pont caisson a hauteur constante : Lorsque les portées principales d'un ouvrage sont inférieures à 65-70 mètres.



Figure II-3: Pont voussoirs

II.6.2.1. Conception Longitudinale

Lorsque la portée est inférieure à 65-70 m ; le tablier le plus économique est de hauteur constante. Donc, on propose pour cette variante un pont voussoir de hauteur constante de longueur totale de 289m. « PK 92+075 → PK 92+363 ». Composé d'une 3 travée principale de 70 m et deux travées de rives de 39 m de longueur.

- **Découpage Des Voussoirs**

Pour un ouvrage dont les voussoirs coulés sur place on distingue quatre types de voussoir : Voussoirs sur piles. Voussoirs de clavages. Voussoirs courants. Partie coulée sur cintre.

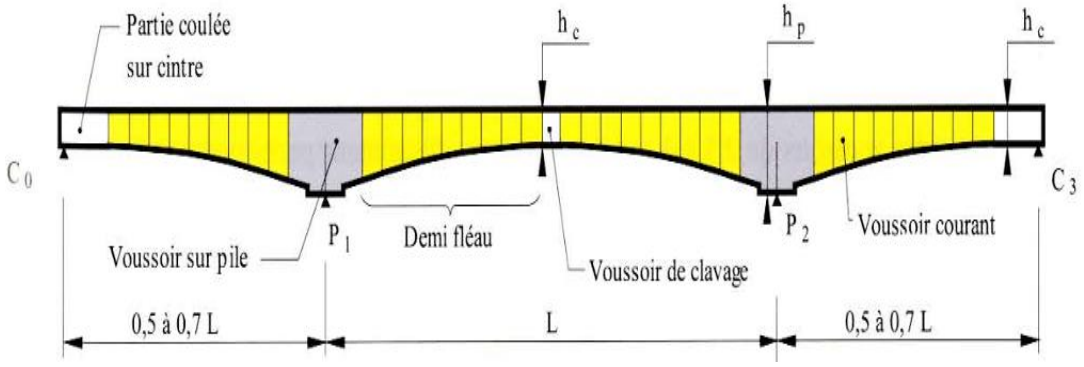


Figure II-4: Découpage des voussoirs

Ci-dessous un tableau récapitulatif de découpage des voussoirs :

Tableau II-3: Valeurs retenues pour le découpage des voussoirs

Type de voussoirs	Ratio usuel	Valeur retenu	Nombre de voussoir
Courant	2.5 à 4 m	4m	80
Sur pile	≥ 8	9m	9
Clavage	1.5 à 3m	3m	6
Coulé sur cintre	≥ 0.05L	4m	1

II.6.2.2. Conception Transversal

Puisque on a une largeur de tablier inférieur à 20 mètres donc la solution la plus économique est celle d'un caisson à section fermé. Son pré-dimensionnement est montré dans le tableau ci-dessous qui est basé sur le guide SETRA 2003 (ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs) :

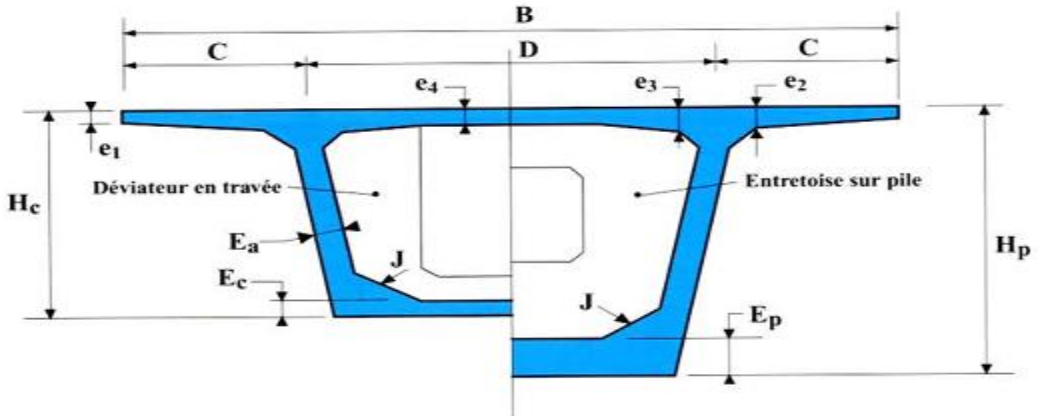


Figure II-5: Notation des dimensions

Tableau II-4: Récapitulation du prédimensionnement VARIANTE 02

Dimension		Ration usuel	Valeur retenue
Largeur du voussoir		B	13.25m
Largeur d'encorbellement		C = B / 4	3.30m
Entraxe des âmes		D = B – 2 C	6.65m
Epaisseurs de l'hourdis supérieur	e_1	$e_1 \geq 16$ à 18 cm	25cm
	e_2	$C/7 \leq e_2 \leq C/8$	45cm
	e_3	$e_3 = 10 + D/25$ avec ($e_3 > e_2 - 10$ et $e3 > 1.5\ e_4$)	40cm
	e_4	$D/30 \leq e_4 \leq D/25$	25cm
Hauteur du voussoir		$\frac{L}{25} \leq h \leq \frac{L}{20}$	3m
Inclinaison de l'âme		$10\% \leq \alpha \leq 30\%$	30%
Epaisseur de l'âme	Sur pile	$E_a \geq 26 + L/500$	60cm
	A la clef		40cm
Epaisseur de l'hourdis inf	Sur pile	$35 \leq Ep \leq 80$ cm	60cm
	A la clef	$Ec \geq 18$ à 22 cm	30cm
Gousset supérieur		$30° \leq \beta \leq 45°$	45°
Gousset inférieur		$40° \leq \gamma \leq 45°$	45°

II.6.3. Variante 03 : Pont mixte bipoutres

Le pont mixte bipoutres est devenu possible grâce à l'évolution des caractéristiques mécaniques de l'acier, permettant la réalisation d'ouvrages légers de grandes portées.

Ce type de pont combine les avantages de l'acier et du béton en utilisant deux poutres en acier supporter une dalle en béton, maintenues ensemble par des entretoises.

Les portées pour ce type de construction peuvent aller de 30 à 130 m pour les travées continues et de 25 à 90 m pour les travées indépendantes.



Figure II-6: Vue transversale des éléments du tablier bipoutres

II.6.3.1. Conception longitudinale :

On propose dans cette variante à projeter un pont mixte bipoutre à hauteur constante composé d 'une 3 travées principales de 66 m de longueur et deux travées de rives de 45m de longueur, ce qui résulte une longueur totale de pont égale à 288 m. « PK 92+075 → PK 92+363»

II.6.3.2. Conception transversale (Selon SETRA)

Le tablier a une largeur de 13.25 m, et lorsque cette largeur est inférieure à 13 à 14 m, on peut appuyer la dalle sur les deux poutres seulement, reliées entre elles par des éléments de connexion structurel appelés entretoises $5L \leq a \leq 0.55$ L, on opte pour : **a = 7 m, b = 3.15 m.**

La connexion entre la dalle et la charpente métallique est assurée par des connecteurs de type goujons. Les goujons utilisés sur les ponts mixtes sont le plus souvent des tiges de 22 mm de diamètre surmontées par une tête de 25 mm de diamètre et de 10 mm de hauteur. La hauteur totale de 200 mm.

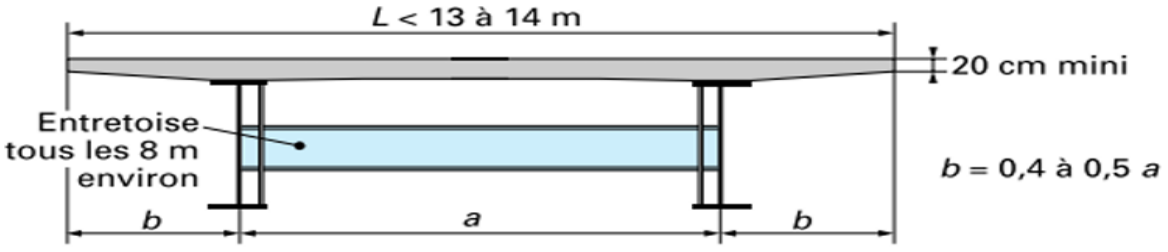


Figure II-7: Paramètres du dimensionnement d'une bipoutre à entretoise

$0.5L \leq a \leq 0.55$ L, on opte pour : **a = 7 m, b = 3.15 m.**

➢ **Conception des poutres principales**

Les poutres principales sont des profilés en acier reconstitués avec profil en I soudés en usine. La nuance d'acier est de qualité S355 N cette qualité désigne la ténacité de l'acier, c'est-à-dire sa capacité à absorber l'énergie des chocs sans risque de rupture fragile.

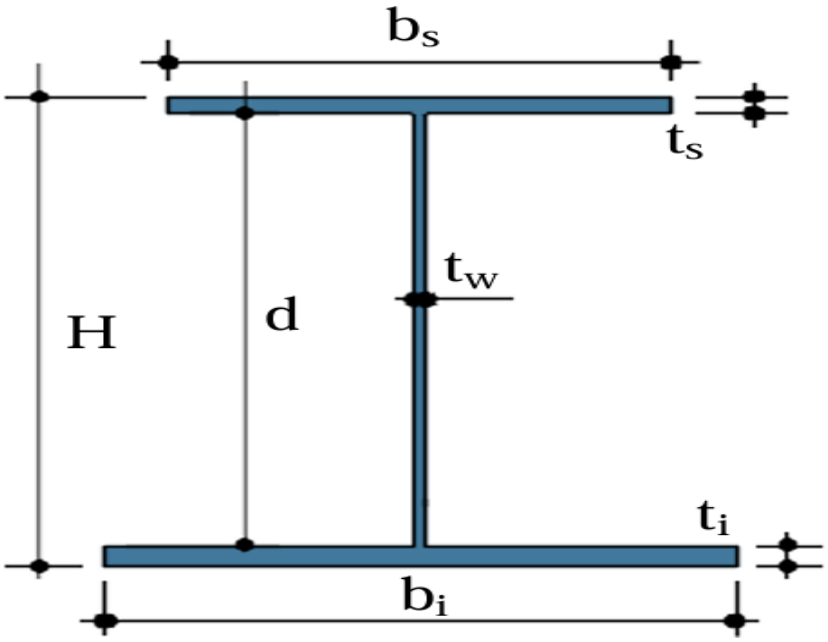


Figure II-8: Notations des dimensions de la poutre

Tableau II-5: Pré-dimensionnement des poutres métalliques selon CALGARO et SETRA

Elément	Ratios usuels	Valeur retenue (mm)
Epaisseur de la dalle en Béton armé	Variée entre 250mm et 450mm	350 mm
Hauteur de la poutre constante (HP)	$H=\frac{L}{28}$	2350 mm
Epaisseur de l'âme (tw)	d/tw≤200 et tw≥12mm	25 mm
Largeur semelle inferieure (bi)	400 mm ≤ bi ≤ 800 mm	1000mm
Largeur semelle supérieure (bs)	500 mm ≤ bi ≤ 1200 mm	600mm
Epaisseur semelle inferieure (ti)	20≤ti≤150 et bi/ti≤21à22	35mm
Epaisseur de la semelle supérieure (ts)	20≤ts≤150 et bs/ts≤21à22	25mm

➢ **Conception des entretoises**

Les entretoises sont généralement placées à une certaine distance le long de la portée du pont afin de stabiliser les poutres et d'empêcher leur fléchissement. Pour le Prédimensionnement, on pourra prévoir un IPE600 et leurs dimensions transversales sont résumées dans le tableau ci-dessous.

Tableau II-6: Pré dimensionnement des entretoises

Elément	Ratios usuels	Valeur retenue (mm)
Epaisseur de l'âme	10mm≤tw≤12mm	12
Hauteur totale de l'âme	$L_{pp}/15 \leq d \leq L_{pp}/10$	900
Largeur de la semelle	220mm≤b≤300mm	300
Epaisseur de la semelle	Environ de 20mm	20

II.7. ANALYSE MULTICRITERE

II.7.1. Avantages Et Inconvénients Des Variantes

II.7.1.1. Variante 01 : Pont à poutres précontraintes de type VIPP

Avantages :

- Ce type de pont est souvent très économique.
- Le délai de construction peut être très rapide car les poutres peuvent être préfabriquées et stockées pendant la réalisation des fondations et des appuis.
- Sont plus durables car la précontrainte aide à réduire les effets de la corrosion.
- Les ponts à poutres ne nécessitent pas beaucoup d'entretien.
- Bonne protection des armatures d'acier.
- La possibilité d'assembler des éléments préfabriqués sans échafaudage ni bétonnage.

Inconvénients :

- L'importance du poids de tablier nécessite une infrastructure (fondation + pile) importante.
- Il s'adapte difficilement aux franchissements biais ou courbes.
- L'épaisseur relativement importante du tablier peut poser des problèmes de gabarit.
- La nécessite de main d'œuvre qualifie pour l'exécution de la précontrainte même pour la vérification du positionnement des gaines et la mise en tension des câbles.

II.7.1.2. Variante 02 : Pont voussoirs en béton précontraint

Avantages :

- Idéal pour des environnements difficiles : Adapté aux zones où les méthodes de construction traditionnelles sont difficiles à appliquer.
- La portée de ce type de pont est plus grande. Donc moins de piles

- La facilité de franchir en courbe.
- L'effet de torsion est nettement plus faible que celle d'un caisson.
- Ouvrage élancé ayant une qualité esthétique incontestable.

Inconvénients :

- La difficulté de coulage sur place.
- L'exécution nécessite une main d'œuvre qualifiée notamment pour la précontraintes.
- Consommation importante des matériaux (béton, acier…).
- La procédure de réalisation est nettement couteuse (préfabrication, transport, mise en place).
- Coût initial élevé : Techniques de pré contrainte et encorbellement successif sont coûteuses.
- L'absence de l'entretien jusqu'au bout de certain temps.

II.7.1.3. Variante 03 : Pont Mixte Bipoutre

Avantages :

- La possibilité de franchir des grandes portées.
- La diminution du nombre des poutres, donc la légèreté.
- La qualité architecturale qui s'attache à la netteté.
- Grande résistance : grâce à la combinaison d'acier et de béton, cette structure peut supporter des charges importantes.

Inconvénients :

- Besoin de main-d'œuvre qualifiée surtout pour l'opération de soudage.
- Risque de la fatigue dans les assemblages et de corrosion, qui peuvent affaiblir la structure du pont au fil du temps.
- Complexité modérée de construction : Nécessite des compétences pour travailler à la fois avec l'acier et le béton.
- Coût des matériaux (acier et béton) : Coût élevé des deux matériaux.
- Le risque de flambement des pièces comprimées, et le risque du renversement ou le voilement lors du montage ainsi qu'en service.

II.7.2. Estimation Du Prix

Tableau II-7: Estimation du prix

Variante	Variante 01 : pont à poutre précontrainte par post tension	Variante 02 : pont voussoir à hauteur constant en béton précontrainte	Variante 03 : pont mixte Bipoutre
Prix par m2 (Da)	350000	400000	420000
TOTAL (Da)	2671200000	3052800000	3205440000

II.7.3. Variante Retenue

Pour retenir une variante l'analyse sera effectuée du point de vue.

- L'esthétique.
- La réalisation.
- L'entretien.
- Coût.

+ : favorable. - : peu favorable.

Tableau II-8: l'analyse du point de vue

	Pont à poutres précontraintes de type VIPP	Pont voussoirs en béton précontraint	Pont Mixte Bipoutre
esthétique	+	+	+
réalisation	+	-	+
entretien	+	+	-
Coût	+	-	-

Après le pré dimensionnement des trois variantes et d'après l'analyse multicritères on a opté à la solution la plus avantageuse (soit en cote de : esthétique, réalisation, entretien, Coût**)** qui est le pont à poutres précontraintes par post tension) qui serait retenue pour une étude plus détaillée.

II.8. CARACTERISTIQUE GEOMETRIQUE DES SECTIONS

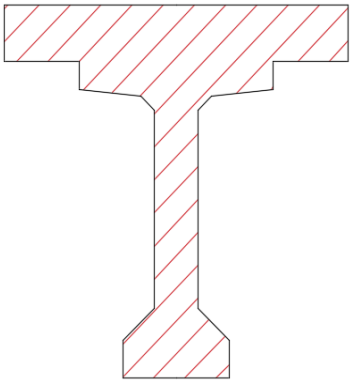
La section transversale de la poutre se compose de trois sections différentes (section d'about, section intermédiaire, section médiane) qui ont les caractéristiques géométriques suivantes :

- Ig : Moment d'inertie de la section brute par rapport à l'axe passant par le centre de gravité.
- B brute : L'aire brute de la section.
- V' : Distance du centre de gravité à la fibre supérieure.
- V : Distance du centre de gravité à fibre inférieure.

Les résultats suivants obtenus à l'aide du logiciel de calcul Robot Structural Analysis 2019 :

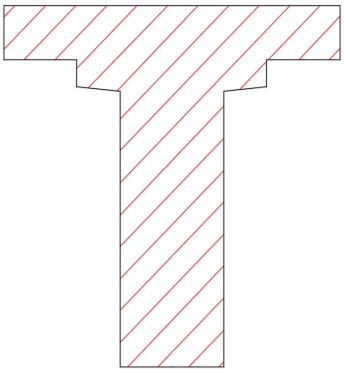
➢ **Section Médiane**

Tableau II-9: Caractéristiques section médiane

	Poutre seule	Poutre +dalle	
B brute (m^2)	0.6763	1.2613	
Pèrimètre	5.9399	8.2399	
v' (m)	0.9149	1.3486	
v (m)	0.7851	0.6514	
Ig (m^4)	0.2373	0.5160	

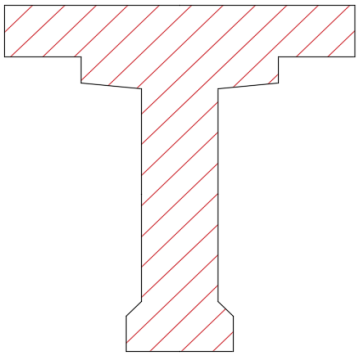
➢ **Section About**

Tableau II-10: Caractéristiques section about

	Poutre seule	Poutre +dalle	
B brute (m^2)	1.1013	1.6863	
Pèrimètre	5.5525	7.8525	
v' (m)	0.9067	1.2340	
v (m)	0.7933	0.7660	
Ig (m^4)	0.2903	0.6346	

➢ **Section intermédiaire**

Tableau II-11 : Caractéristiques section intermédiaire

	Poutre seule	Poutre +dalle	
B brute (m^2)	0.8778	1.4628	
Pèrimètre	5.7834	8.0834	
v' (m)	0.9130	1.2877	
v (m)	0.7870	0.7123	
Ig (m^4)	0.2597	0.5723	

II.9. CONCLUSION

La conception et le pré-dimensionnement du tablier de l'ouvrage constituent des étapes clés dans l'étude d'un pont. Nous allons à présent passer à l'étude spécifique de notre ouvrage.

CHAPITRE III :
CARECTERISTIQUES & HYPOTHESES DE CALCUL

III.1. INTRODUCTION

L'étude d'un ouvrage d'art repose en grande partie sur le choix des matériaux, dont la qualité influence directement sa durabilité et ses performances mécaniques. Dans cette optique, nous examinerons les caractéristiques du béton et de l'acier, deux éléments essentiels utilisés dans le calcul et la conception de cet ouvrage.

III.2. DOCUMENTS ET REGLEMENTS UTILISES

Le dimensionnement de notre ouvrage sera effectué conformément aux règles appliquées en Algérie :

- **Règles B.A.E.L.91 modifiées 99** : règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé.
- **Règles B.P.E.L.91** : règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint.
- **RCPR** : règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les éprouves des ponts routes.
- **RPOA 2008** : règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art.
- **Fascicule 62** : règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil.
- **Guide SETRA 2003** service d'étude technique des routes et autoroutes.

III.3. CARAECTERISTIQUES DES MATERIAUX

Le choix des matériaux de construction joue un rôle déterminant dans la conception et le dimensionnement d'un pont. Les performances structurelles et la durabilité de l'ouvrage dépendent largement des propriétés des matériaux employés. Dans ce cadre, on précise ici les caractéristiques du béton ainsi que celles des aciers actifs et passifs utilisés pour la construction du pont.

III.3.1. Béton

Le béton, dont la masse volumique est d'environ 2500 kg/m³, est principalement défini par sa résistance caractéristique à la compression à 28 jours, notée F_{c28} Ses principales propriétés sont détaillées ci-après.

III.3.1.1. La Résistance A La Compression

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression a 28 jours fc28. On a choisi pour cette ouvrage les Caractéristiques suivantes :

Fc28 = 40 MPa → Pour le béton de la superstructure

Fc28 = 27 MPa → Pour le béton de l'infrastructure (chevêtre, pile, culée, semelle...)

La résistance caractéristique obtenue à j jour, est donnée par :

Fcj=$\frac{j}{4.76+0.83j} fc28$ pour $fc28 \leq 40MPA$

Fcj=$\frac{j}{1.40+0.95j} fc28$ pour $fc28 \geq 40MPA$

III.3.1.2. La Résistance A La Traction

La résistance caractéristique à la traction, à l'âge de j jours, notée ftj, est conventionnellement définie par la formule :

$$ftj = 0,6 + 0,06\ fcj$$

On obtient donc les valeurs suivantes :

$ft28 = 3,00$ MPa → Pour le béton de la superstructure

$ft28 = 2,22$ MPa → Pour le béton de l'infrastructure

III.3.1.3. Module de déformation longitudinale du béton « E »

- Pour les charges dont la durée d'application est inférieure à 24 heures (telles que les charges routières), le module de déformation instantané du béton Eij est donné par :

$$Eij=11000\times \sqrt[3]{fcj}$$

- Pour les charges de longue durée (tel que poids propre, superstructure, précontrainte...), et en tenant compte des effets du fluage, le module de déformation élastique Evj du béton est donné par :

$$Evj=3700\times \sqrt[3]{fcj}$$

Pour le béton de la superstructure → Eij= 37 619.47MPA et Evj=12653.82 MPA

Pour le béton de l'infrastructure→ Eij= 33000 MPA et Evj=11100 MPA

III.3.1.4. Module De Déformation Transversale Du Béton « G » :

La déformation transversale du béton est donnée par la formule suivante :

$$G = \frac{E}{2(1+\upsilon)}$$

U : Le coefficient de poisson pour le béton est égal :

$\nu = 0.20$ ELS

$\nu = 0$ ELU

III.3.1.5. Contrainte Admissible De Compression

Selon les règles de BAEL91, la contrainte admissible à la compression égale à :

$$f_{bu}=\frac{0.85\times fcj}{\theta\times\gamma_b}\ \text{(MPA) à l'ELU}$$

$$f_{bc}=0.6\times f_{c28}\ \text{(MPA) à l'ELU}$$

Avec :

γ_b: coefficient de sécurité et on prend les deux valeurs suivantes :

- ✓ γ_b = 1.5 en situation durable ou transitoire (fondamentale).
- ✓ γ_b = 1.15 en situation accidentelle.

Le coefficient θ est fixe à 1 lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée est supérieure à 24h, a 0.9 lorsque cette durée est comprise entre 1 h et 24h. et a 0.85 lorsqu'elle est inférieure à 1h.

Tableau III-1:Caractéristiques du béton utilisé

		La superstructure (MPA)	L'infrastructure (MPA)
fc28		40	27
ft28		3	2.20
Eij		37 619.47	33000
Evj		12653.82	11100
$f$bu θ=1	γb = 1.5	22.66	15.30
	γb = 1.15	29.57	19.96
$f$bc		24	16.2

III.3.2. LES ACIERS

Les aciers utilisés dans les ouvrages en béton précontraint sont composés de deux natures différentes :

- ✓ Les aciers actifs : pour la précontrainte.
- ✓ Les aciers passifs : pour reprendre les efforts tranchants et limiter la fissuration.

III.3.2.1. Les Aciers Passifs

Les armatures passives sont des armatures comparables à celles du béton armé. (Les armatures passives sont tendues sous des sollicitations extérieures).

Les aciers utilisés pour notre ouvrage sont des armatures à haute adhérence de nuance FeE500.

- Le module d'élasticité : Es = 200GPa.

- **Contrainte De L'acier A L'ELU**

Dans le calcul à ELU on introduit un coefficient γ_s tel que :

fsu = $fe/\gamma s$ =

$\gamma s = 1$ ….... Pour une situation accidentelle => fsu =500 MPa.

$\gamma s = 1.15$ …. Pour une situation durable ou transitoire => fsu =434.78 MPa.

- **Contrainte De L'acier A l'ELS**

Tableau III-2: Contraintes admissibles de traction des armatures passives

Fissuration	Contrainte limite (MPa)	Superstructure	Infrastructure
Peu nuisible	Pas de limitation des contraintes	Pas de limitation des contraintes	Pas de limitation des contraintes
préjudiciable	$\sigma s=\max\{0.5fe;110\sqrt{\eta \times ftj}\};\eta=1.6$	250	250
très préjudiciable	$\sigma s=\max\{0.4fe;88\sqrt{\eta \times ftj}\}$; $\eta=1.6$	200	200

III.3.2.2. Les Aciers Actifs

Les armatures actives sont des armatures en acier à haute résistance qu'on utilise pour les constructions en béton précontraint. Les armatures actives de précontrainte sont sous tension même sans aucune sollicitation extérieure.

Les aciers actifs sont classés par catégories : fils, barres, torons.

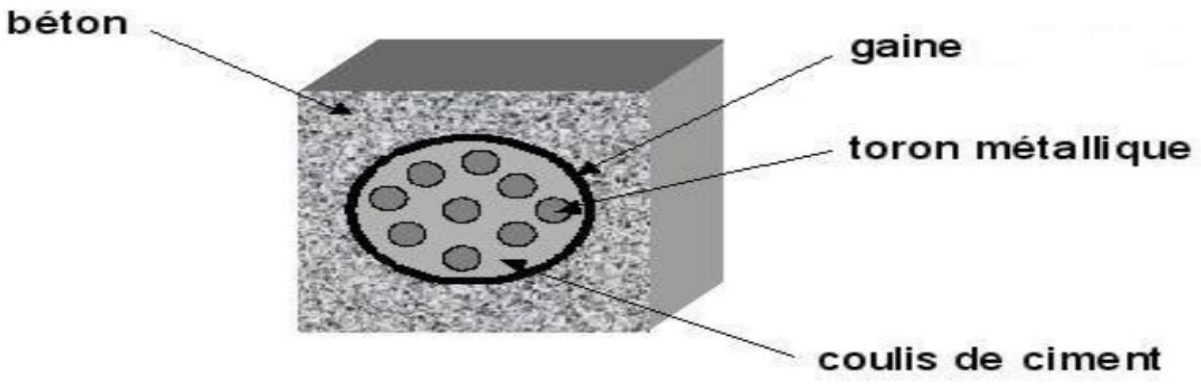


Figure III-1: Les aciers actifs

Nous utiliserons pour notre ouvrage Câbles 12T15 dont les caractéristiques sont les suivantes :

- Contrainte de rupture garantie : fprg= 1860 MPa.
- Contrainte élastique garantie : fpeg = 1674 MPa.
- Module d'élasticité : Ep = 190 000 MPa.
- Section droite d'un toron : Ap /1toron = 140 mm2.
- Section d'un câble : Ap = 1680 mm2.
- Diamètre de la gaine : Φ = 80 mm.
- Coefficient de relaxation des câbles à 1 000 heures : ρ = 2,5%.
- Coefficient du recul d'ancrage : g = 6 mm.
- Tension à l'origine : σ_{P0} = min (0,8 fprg ; 0,9 fpeg) = 1488 MPa.

Classe de justification de la précontrainte :

Classe II, la plus courante. Elle admet les contraintes de traction dans le béton, mais pas la formation des fissures.

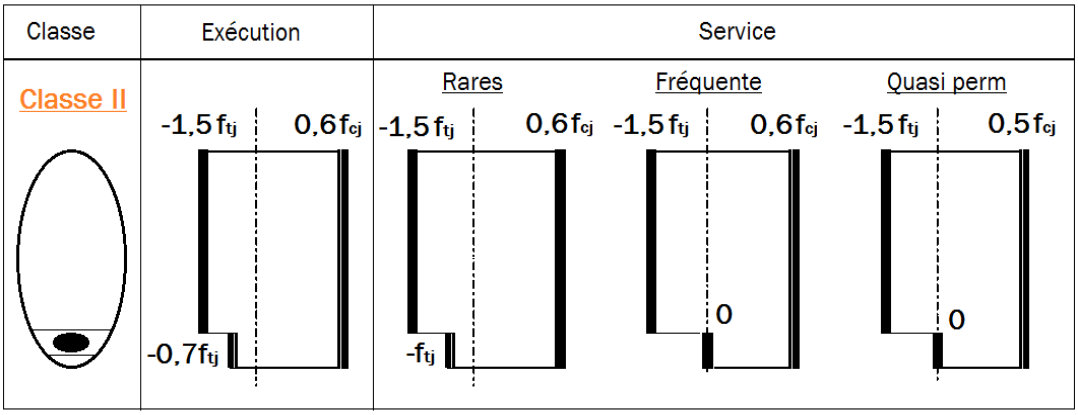


Figure III-2: Limitation des contraintes des sections en B.P

III.4. CONCLUSION

En conclusion, nous avons examiné les principaux matériaux utilisés dans la construction du pont à poutre en béton précontraint par post tension. Ces matériaux comprennent le béton, caractérisé par ses résistances en compression de 27 MPa et 40 MPa respectivement pour l'infrastructure et la superstructure, ainsi que les aciers passifs (FeE500) et les aciers actifs, notamment les câbles 12T15.

CHAPITRE IV :
CALCUL DES CHARGES & SURCHARGE

IV.1. INTRODUCTION

Dans ce chapitre, nous examinons l'évaluation des diverses charges et surcharges agissant sur l'ouvrage, lesquelles doivent être supportées par la structure aussi bien en phase de construction qu'en phase de service.

IV.2. LES ACTIOS APPLIQEES SUR L'OUVRAGE

Les charges appliquées à l'ouvrage se répartissent en deux grandes catégories selon leur fonction dans la structure du viaduc :

- **Les charges permanentes** : Les charges permanentes comprennent le poids propre de la structure porteuse **CP** (poutres, dalle, entretoise) et les compléments des charges permanentes (CCP) des éléments non porteurs (trottoirs, corniche, garde-corps, glissières, revêtement).
- **Les charges d'exploitation** : Elles englobent les charges induites par l'environnement et l'usage du viaduc, comme le trafic routier, les actions climatiques (vent, neige, température).

IV.3. EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES

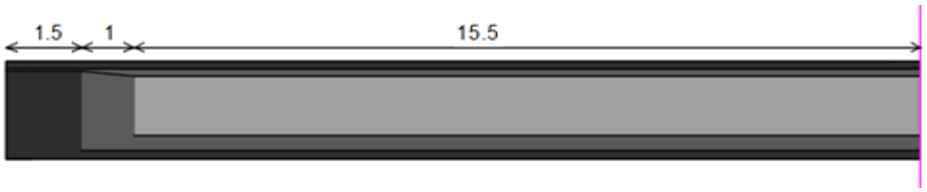
IV.3.1. Evaluation Des Charges

IV.3.1.1. Les Charges Permanents (CP)

➢ **Poids propre de la poutre**

Le poids d'une poutre est : Poids poutre = VOLUME $_{POUTRE}$ × POIDS VOLUMIQUE $_{BETON}$

Tableau IV-1 Poids propre de la poutre



L'élément	S (m²)	L (m)	V (m3)	P (KN)
Section d'about	1.10	2 ×1.5	3.30	82.5
Section intermédiaire	0.88	2 ×1	1.76	44
Section médiane	0.68	2 ×15.5	21.08	527
Total	/	36	26.14	653.5

Le poids de la poutre par mètre linéaire : Pt =18.15 KN/Ml.

Le poids total de la poutre sera : Pt= 653.5 KN.

➢ **Poids de la dalle**

L'épaisseur de la dalle est 0.30 m et la Largeur de la dalle est 13.25 m,

Donc : Pd = 0.30×13.25×36×25= 3577.5 KN.

Le poids de la dalle Par mètre linéaire : Pd = 99.375 KN/ml.

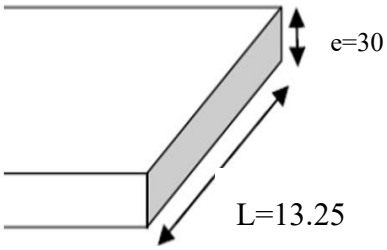


Figure IV-1:dimension de la Dalle

➢ **Poids de l'entretoise**

Le pont possède deux entretoises de rive.et le poids propre des entretoises est donné par :

Poids Entretoises = 2 × VOLUME $_{entretoises}$ × Poids volumique $_{Béton\ Armé}$

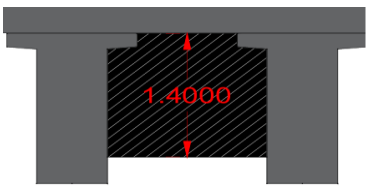
VOLUME $_{entretoises}$ = N × S × e

Tel que : N : nombre d'entretoise.

S : surface d'entretoise.

e : épaisseur d'entretoise.

Tableau IV-2: Poids de l'entretoise

L'élément	S (m²)	e (m)	N	V (m3)	P(KN)	
Entretoise	1.80	0.3	6	3.24	162	

Le poids total de l'entretoise sera : POIDS $_{Entretoise}$ = 2 × 3.24 × 25 = 162 KN.

➢ Le poids des charges permanentes (CP)

$$CP=7\times P_t+P_d+P_{2entretoise}=8314\ KN$$

Tableau IV-3 Résultats de calcul des CP

Eléments	Nombre	Poids (KN)
Poutre	7	4574.5
Dalle	1	3577.5
Entretoise	2	162
Le poids des charges permanentes (CP) (1 travée)		8314

IV.3.1.2. Les Compléments De Charges Permanentes (CCP)

➢ Poids du Trottoir et corniche

- **Les trottoirs** : Le rôle des trottoirs est de protéger les piétons de la circulation automobile par une simple surélévation. Pour notre pont, il dispose de deux trottoirs, l'un à gauche d'une largeur de 0,75 m et l'autre à droite d'une largeur de 0,5 m. avec 30cm de hauteur.

Le poids du trottoir est donné par : $P_T=V_T\times\rho bet$

Tel que : $\mathbf{V_T}$: Volume du trottoir sur 1ml.

Alors pour les deux côtés : $P_T=25\times0.3\times(0.5+0.75)\times36=337.5KN$

Le poids de trottoirs par mètre linéaire $P_T=9.375$ KN/ml

- **La corniche :** La corniche joue principalement un rôle esthétique. Toutefois, elle sert également de larmier, empêchant ainsi le ruissellement de l'eau de pluie sur les parements de la structure porteuse.

Le poids de corniche est donné par : $P_{COR}= S_{COR}\times\rho bet$

Tel que : S_{COR} : surface de corniche et pour notre ouvrage $S_{COR}=0.1047\ m^2$

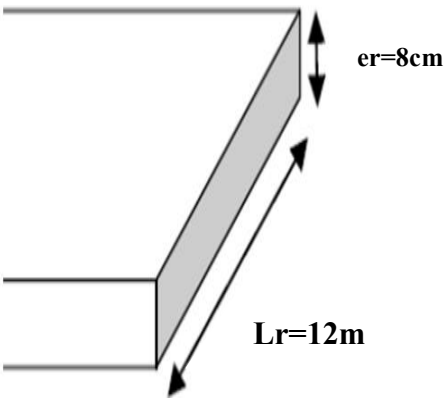
Alors $P_{COR}= 0.1047\times25\times36=94.32$ KN

Le poids par mètre linéaire $P_{COR}=2.62$ KN /ml

➢ Poids du revêtement

Poids de revêtement est donné par : $\mathbf{P_{REV}=L_r\times e_r\times\rho_r}$

- $\mathbf{e_r}$: épaisseur du revêtement et la chape d'étanchéité, égale à 0.08m
- $\boldsymbol{\rho r}$: le poids volumique du revêtement, égale à 24 KN/m3
- $\mathbf{L_r}$: largeur roulable



Le poids du revêtement par mètre linéaire

$P_{REV} = 24\times12\times0.08 = 23.04$ KN/ml

Le poids du revêtement en KN : $P_{REV}=829.44$ KN

➢ Poids des glissières

Est une barrière disposée le long d'une route pour la sécurité routière $P_{gl} = 1$ KN/ml.

Pour les deux coté : $P_{2gl} = 2$ KN/ml

Le Poids des glissières en KN : $P_{2gl}=72$ KN

Tableau IV-4: Résultats de calcul des CCP

Eléments	Poids linéaire (KN/ml)	Poids (KN)
Revêtement	23.04	829.44
Trottoirs	9.375	337.5
Corniches	2.62	94.32
Glissières de sécurité	2	72
Poids des charges complémentaires permanentes CCP (1 travée)		1333.26

Poids totaux du tablier

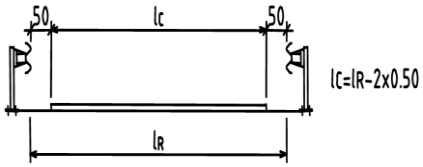
Poids total du tablier : G= CP +CCP

Tableau IV-5: Poids total du tablier

Poids total du tablier (CP+ CCP) 1 travée) (KN)	9647.26
Poids linéaire total du tablier (CP+ CCP) 1 travée) (KN/ml)	267.98
Poids total du tablier (8 travées L=288 m) (KN)	77178.08

IV.3.2. Évaluation Des Surcharges

IV.3.2.1. Les Caractéristiques De Pont



- La largeur roulable : $L_r = 12$ m
- La largeur chargeable : $L_c = L_r - 2\times0.5 = 12-1 = 11$ m.
- Nombre des voies : $N = \text{Int}[L_c/3] = [11/3] = 3$ voies.
- La largeur de la voie $L_v = L_c / N = 11/3 = 3.667$ m.
- La classe du pont : tous les ponts supports chaussées de largeur roulable ≥ 7 m sont rangés dans premier classe. $L_r = 12$ m ≥ 7m. Donc le pont est de première classe qui comprend :
  - Tous les ponts supportant des chaussées de largeur roulable supérieure ou égale à 7m
  - Tous les ponts supportant des bretelles d'accès à de telles chaussées
  - Les ponts urbains ou en zone industrielle quelle que soit leur largeur, les ponts de largeur roulable inférieure à 7 m, qui sont désignés par le CCTP.

D'après le RCPR, les surcharges à utiliser pour le dimensionnement du pont sont les suivantes

- La charge routière type : **A(l)**
- La charge routière type : **B (Bc, Bt, Br)**
- La charge militaire : **Mc120**
- Convoi exceptionnel : **D240**
- Autres surcharges comme : les surcharges sur trottoirs (St), Charges sur les garde-corps…etc.

IV.3.2.2. Système De Charge A

Le système de charge A se traduit par une charge uniforme dont l'intensité est donnée par la formule suivante :

$$\mathbf{A = A(l) \times a1 \times a2}$$

La charge A(l), exprimée en kilonewton par mètre carré (kN/m^2) est donnée en fonction de la longueur chargée, l, exprimée en mètres par la formule :

$$A(l) = 2.3 + \frac{360}{l+12}$$ Avec : l : la longueur chargeable = 36 m

Donc : $A(l) = 2.3 + \frac{360}{36+12} = 9.8$ KN/m^2

En fonction de la classe de pont et nombre de voie, la charge A(l) est multipliée par le coefficient a1 dans le tableau :

Tableau IV-6: Le coefficient a1

Nombre de voies		1	2	3	4	>5
Classe du pont	Première	**1**	**1**	**0.9**	0.75	0.7
	Deuxième	1	0.9	-	-	-
	Troisième	0.9	0.8	-	-	-

$$\mathbf{A1 = max} \begin{cases} \mathbf{a1 \times A(l)} \\ \mathbf{4 - 0.002 \times l} \end{cases}$$

Et la valeur A1 trouvé est multiplié par le coefficient a2 = v0/v.

Avec : V : la largeur de la voie = 3.667 m.

V_0 : donnée par le tableau.

Tableau IV-7: La valeur de v0

Classe	V0
Première classe	3.5 m
Deuxième classe	3.0 m
Troisième classe	2.75 m

Donc a_2 = 3.5/3.667= 0.954

La charge du type A(l) en fonction de nombre de voies chargé est donnée dans le tableau:

Tableau IV-8: Résultat de calcul de A(l)

Nombre de voies chargées	l (m)	A (l) (KN/m2)	a1	a2	a1×a2×A(l) (KN/m2)	Lv (m)	A(l) (KN/ml)
1	36	9.8	1	0.954	9.35	3.667	34.28
2	36	9.8	1	0.954	9.35	7.330	68.53
3	36	9.8	0.9	0.954	8.41	11	92.61

IV.3.2.3. Système De Charge B

Le système de charges B comprend trois systèmes distincts dont il y a lieu d'examiner indépendamment les effets pour chaque élément des ponts :

- Le système Bc se compose de camions types.
- Le système Br se compose d'une roue isolée.
- Le système Bt se compose de groupes de deux essieux dénommés essieux tandems.

Les deux premiers systèmes Bc et Br, s'appliquent à tous les ponts quelle que soit leur classe, le système Bt ne s'applique qu'aux ponts de première ou de deuxième classe.

➢ **Système de charges Bc / Article 4.5.3 RCPR**

Un camion type du système Bc comporte trois essieux, tous à roues simple pneumatique et qui répond aux caractéristiques suivantes :

- Charge totale …… 300 KN
- Charge portée par chacun des essieux arrière……120 KN
- Charge portée par l'essieu avant ……60 KN
- Longueur d'encombrement .....10,50 m
- Largeur d'encombrement.....2,50 m
- Distance des essieux arrière .....1,50 m
- Distance de l'essieu avant au premier essieu arrière……...4,50 m
- Distance d'axe en axe des deux roues d'un essieu……..……2 m

- Surface d'impact d'une roue arrière : carré de 0,25 m de côté.
- Surface d'impact d'une roue avant : carré de 0,20 m de côté.

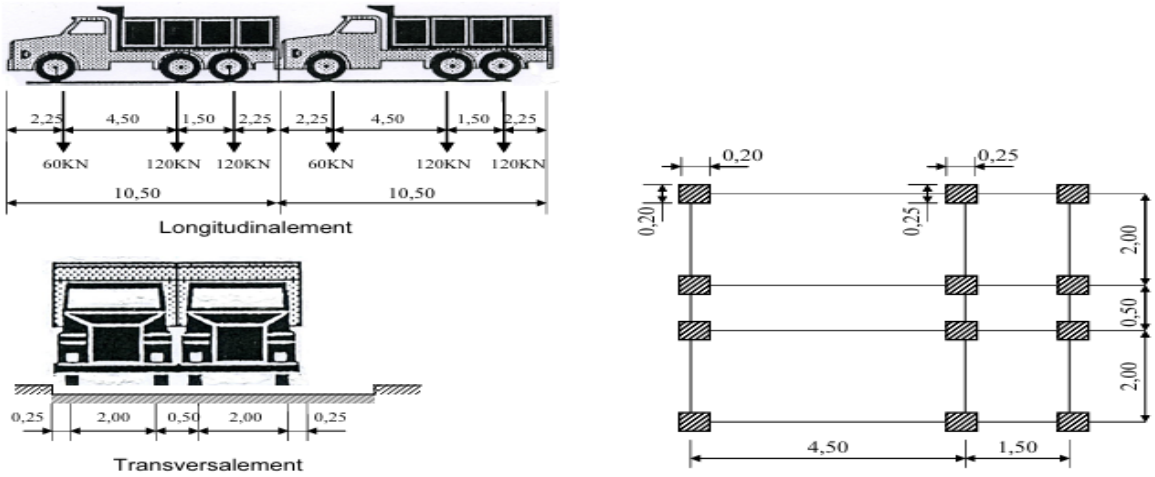


Figure IV-2: Système Bc

La charge BC maximale est donnée par la formule suivante : Bc = 2 × (300 × N × bc)

N : Nombre de voies prises dans le calcul.

bc : coefficient indiqué dans le Tableau ci-dessous :

Tableau IV-9: Coefficients bc

	Nombre de voies chargées				
Classe de pont	1	2	3	4	≥5
Première	1.2	1.1	0.95	0.80	0.70
Deuxième	1	1	-	-	-
Troisième	1	0.8	-	-	-

Le résultat de la charge Bc donné par le tableau suivant :

Tableau IV-10: Résultat de calcule de Bc

N° des voies	Bc (KN)	bc	Bc x bc (KN)
1	600	1.2	720
2	1200	1.1	1320
3	1800	0.95	1710

- **Système de charges Br / Article 4.5.2 RCPR :**

Le système Br répond aux caractéristiques suivantes :

- Une roue isolée portant une charge de 100 KN.
- La surface d'impact sur la chaussée est un rectangle de 0,60 m (côté transversal) et 0,30 m (côté longitudinal)
- Le rectangle d'impact de la roue Br, disposé normalement à l'axe longitudinal de la chaussée, peut être placé n'importe où sur la larguer roulable.

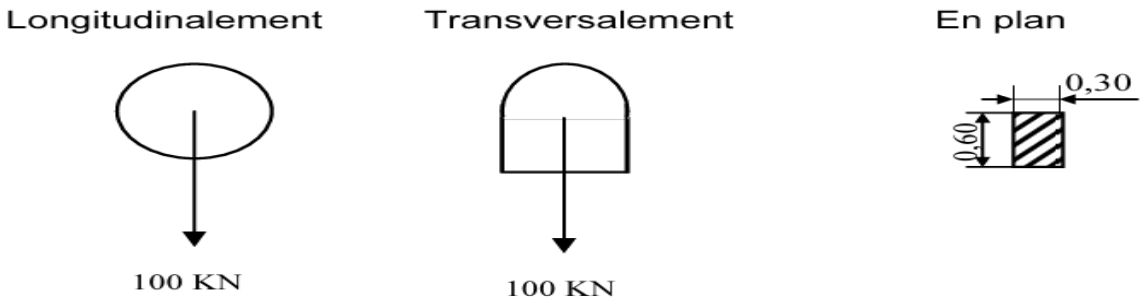


Figure IV-3: Système Br

- **Système de charges Bt / Article 4.5.3 RCPR :**

Un tandem du système Bt comporte deux essieux tous deux à roues simples munies de pneumatiques et répondant aux caractéristiques suivantes :

- Charge portée par chaque essieu. .....160 KN
- Distance des deux essieux. .....1,35 m
- Distance d'axe en axe des deux roues d'un essieu…...2 m.

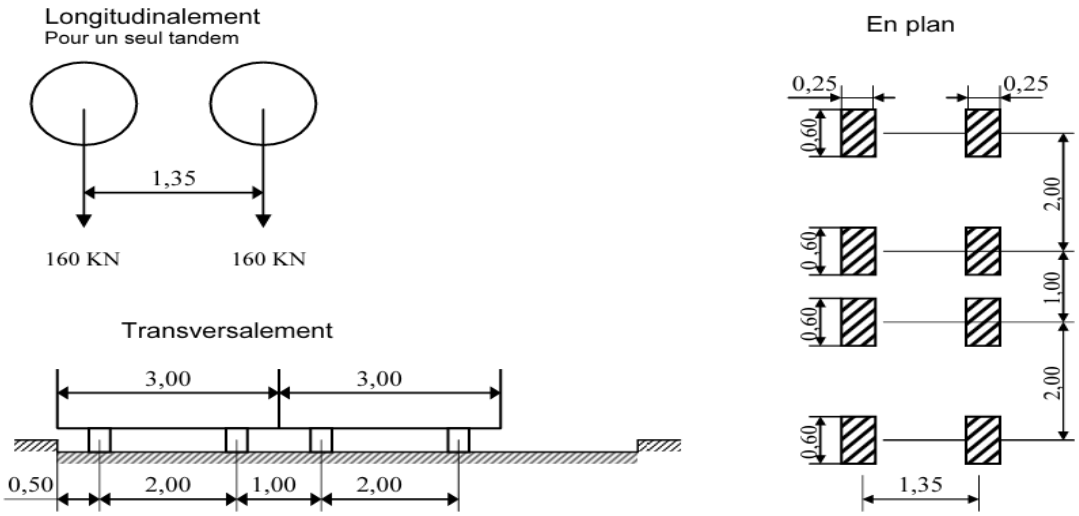


Figure IV-4: Système Bt

La charge Bt maximale notée S(Bt) est donnée par : $Bt = 2 \times (160 \times N \times bt)$

N : Nombre de voies prises dans le calcul.

bt : coefficient indiqué dans le Tableau ci-dessous

Tableau IV-11: Coefficients bt

Classe du pont	**bt**
Première classe	1.2
Deuxième classe	1

Le résultat de la charge Bt donné par le tableau suivant :

Tableau IV-12: Résultat de calcule de Bt

N° des voies	Bt (kN)	bt	Bt x bt (kN)
1	320	1.2	384
2-3	640	1.2	768

IV.3.2.4. Charges Militaires Mc 120

Un véhicule type du système Mc 120 comporte deux chenilles et répond aux caractéristiques suivantes :

- Charge totale .....1100 KN
- Longueur d'une chenille .....6,10 m
- Largeur d'une chenille. .....1,0 m
- Distance d'axe en axe des deux chenilles. ..... 3,30 m.
- Le rectangle d'impact de chaque chenille est supposé uniformément chargé.
- Dans le sens transversal : un seul convoi quelle que soit la largeur de la chaussée.
- Dans le sens longitudinal : le nombre de véhicules est limité avec un espacement de 30.5 m.

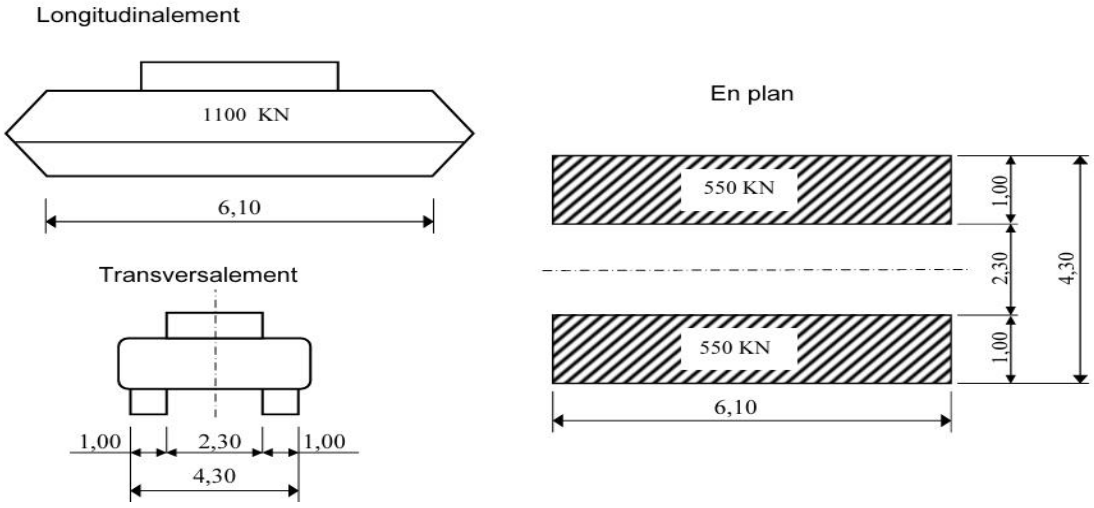


Figure IV-5: Convoi Mc120

IV.3.2.5. Charges Exceptionnelles D240

Le convoi type D240 comporte une remorque de trois éléments de quatre lignes à deux essieux de 2400 kilonewtons de poids total. Ce poids est supposé réparti au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de 3,20m de large et de 18,60m de long.

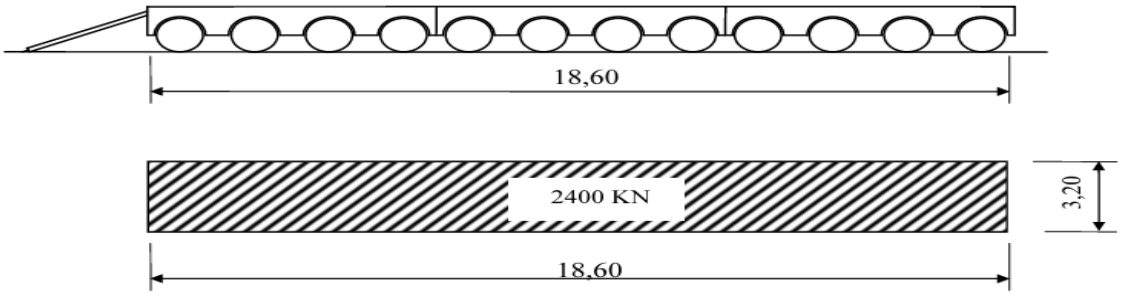


Figure IV-6: Convoi type D240

IV.3.2.6. Coefficient De Majoration Dynamique

Les systèmes concernés par ce coefficient sont le système de charge B et le convoi Mc120. Ce coefficient permet de prendre en compte l'effet dynamique de ces systèmes en majorant les charges statiques.

En revanche, le convoi D240 n'est pas soumis à cette majoration, car il est supposé circuler sur les ponts à une vitesse maximale de 10 km/h. Sa charge est donc directement considérée comme statique.

Le coefficient de majoration dynamique relatif à un tel élément est déterminé par la formule

$$\delta = 1 + \frac{0.6}{1+4\times\frac{G}{S}} + \frac{0.4}{1+0.2\times L}$$

Avec :

L : représente la longueur de l'élément exprimée en mètres.

G : sa charge permanente (Poids propre + CPP).

S : sa surcharge maximale.

Le tableau ci-après résument les v

Tableau IV-13: Résultat de calcule de coefficient de majoration dynamique

Système de charge		L (m)	G (KN)	S (KN)	δ
Bc	1 file	36	9647.26	720	1.059
	2 files			1320	1.068
	3 files			1710	1.074
Br				100	1.05
Bt	1 tandem			384	1.054

	2 tandems			768	1.060
Mc120				1100	1.065

IV.3.2.7. Efforts De Freinage

Les charges de chaussée des systèmes **A** et **Bc**. Sont susceptibles de développer des réactions de freinage, efforts s'exerçant à la surface de la chaussée, dans l'un ou l'autre sens de circulation. Dans les cas courants la résultante de ces efforts peut être supposée centrée sur l'axe longitudinal de la chaussée.

Les efforts de freinage n'intéressent généralement pas la stabilité des tabliers. Il y a lieu de les considérer pour la stabilité des appuis (piles et culées) et la résistance des appareils d'appui qui sont justifiés suivant les règles en usage.

- **Effort de freinage correspondant à la charge Bc :**

L'effort de freinage développé par le camion du système Bc sur le pont est égal à son poids 300 KN.

Les efforts de freinage développés par le système Bc ne sont pas à majorer pour effets dynamiques.

- **Effort de freinage correspondant à la charge A :**

L'effort de freinage correspond à la charge A est donné par le RCPR :

$$F=\frac{A\times S}{20+0.0035\times S} \quad \text{en KN}$$

Avec S : est la surface chargée en (m2).

Tableau IV-14: Résultat de calcul de l'effort de freinage de A(l)

N des voies	S (m2)	A(l) (KN/m2)	F (KN)
1	132	9.35	60.32
2	264	9.35	118
3	396	8.41	155.73

IV.3.2.8. Action Thermique

Notre ouvrage d'art est situé dans le nord de l'Algérie, une région au climat tempéré. Conformément à la norme de référence, les effets thermiques ont été analysés en considérant une température de l'air comprise entre 35°C au maximum et -15°C au minimum. Selon le tableau 3.2 du R.C.P.R, il est classé comme une structure de type 3 (tablier en béton). Pour ce type d'ouvrage, le gradient thermique résultant d'un échauffement ou d'un refroidissement unilatéral de courte durée est admis à une variation de température de ±7°C en phase de service et de ±12°C en phase de construction.

IV.3.2.9. Les Combinaisons D'actions

Les différentes actions appliquées sur l'ouvrage doivent être combinées afin d'évaluer les sollicitations correspondant aux états limites à considérer. Ces combinaisons prennent en compte les actions permanentes, variables et accidentelles, en fonction de leur probabilité d'occurrence et de leurs valeurs maximales. L'analyse de ces combinaisons permet de vérifier la résistance des matériaux (béton, acier, sol, etc.) et d'assurer la stabilité des éléments de fondation.

- **Etats limites**

On distingue conventionnellement deux états limites :

- Etat limite ultime ELU.
- Etat limite de service ELS.

- Combinassions de charges

Tableau IV-15: **Combinassions de charges**

L'état limite	ELU	ELS
Les combinaisons d'actions	1.35 G + 1.6AL1 + 0.9T + 0.75ΔΘ	G + 1.2AL1 + 0.6T + 0.5ΔΘ
	1.35 G + 1.6AL2 + 0.9T + 0.75ΔΘ	G + 1.2AL2 + 0.6T + 0.5ΔΘ
	1.35 G + 1.6AL3 + 0.9T + 0.75ΔΘ	G + 1.2AL3 + 0.6T + 0.5ΔΘ
	1.35 G + 1.6 BC 1 + 0.9T + 0.75ΔΘ	G + 1.2BC1 + 0.6T + 0.5ΔΘ
	1.35 G + 1.6 BC 2 + 0.9T + 0.75ΔΘ	G + 1.2BC2 + 0.6T + 0.5ΔΘ
	1.35 G + 1.6 BC 3 + 0.9T + 0.75ΔΘ	G + 1.2BC3 + 0.6T + 0.5ΔΘ
	1.35 G + 1.6 BT 1 + 0.9T + 0.75ΔΘ	G + 1.2BT1 + 0.6T + 0.5ΔΘ
	1.35 G + 1.6 BT 2 + 0.9T + 0.75ΔΘ	G + 1.2BT2 + 0.6T + 0.5ΔΘ
	1.35 G + 1.35 D 240 + 0.9T + 0.75ΔΘ	G + D240 + 0.6T + 0.5ΔΘ
	1.35 G + 1.35 Mc 120 + 0.9T + 0.75ΔΘ	G + Mc120 + 0.6T + 0.5ΔΘ

IV.4. CONCLUSION

La définition de l'ensemble des charges pouvant s'appliquer sur notre ouvrage constitue une étape essentielle pour la suite de l'étude. Les actions exercées sur le pont sont combinées aux états limites, puis intégrées dans les calculs, qu'ils soient automatiques ou analytiques, afin d'évaluer avec précision les sollicitations appliquées à la structure.

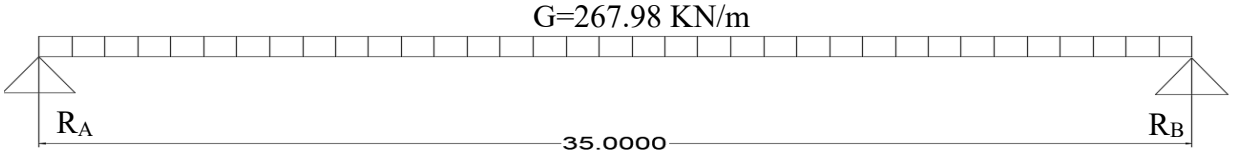
CHAPITRE V :
EVALUATION EFFORTS LONGITIDUNAUX

V.1. INTRODUCTION

Ce chapitre sera consacré à l'étude longitudinale et à la détermination des efforts internes des poutres sous chaque cas de chargement défini dans le chapitre précédent. Le calcul des moments et des efforts tranchants relève de la Résistance des Matériaux (RDM) et robot. Afin de mener cette analyse efficacement, nous nous concentrerons sur l'étude d'une seule travée d'un tablier à poutres, puisque les travées sont identiques et indépendantes, ce qui permet de généraliser les résultats obtenus.

V.2. CALCUL LONGITUDINAL

V.2.1. Calcul du moment fléchissant et l'effort tranchant dû à la charge permanente



- **Calcul manuel**

Le moment fléchissant et l'effort tranchant pour une charge Q uniformément répartie sont donnés par les formules suivantes :

- $\mathbf{M_{max} = M(x=0.5L) = \frac{Q \times L^2}{8}}$
- $\mathbf{T_{max} = T(x=0) = \frac{Q \times L}{2}}$

Tableau V-1: Moment fléchissant et effort tranchant Sous La charge permanente

	M [KN.m]		T [KN]	
Q(KN/ml)	M(x=0)	Mmax= M(x=0.5L)	Tmax= T(x=0)	T(x=0.5L)
267.98	0	41034.34	4689.65	0

- **Calcul en utilisant robot**

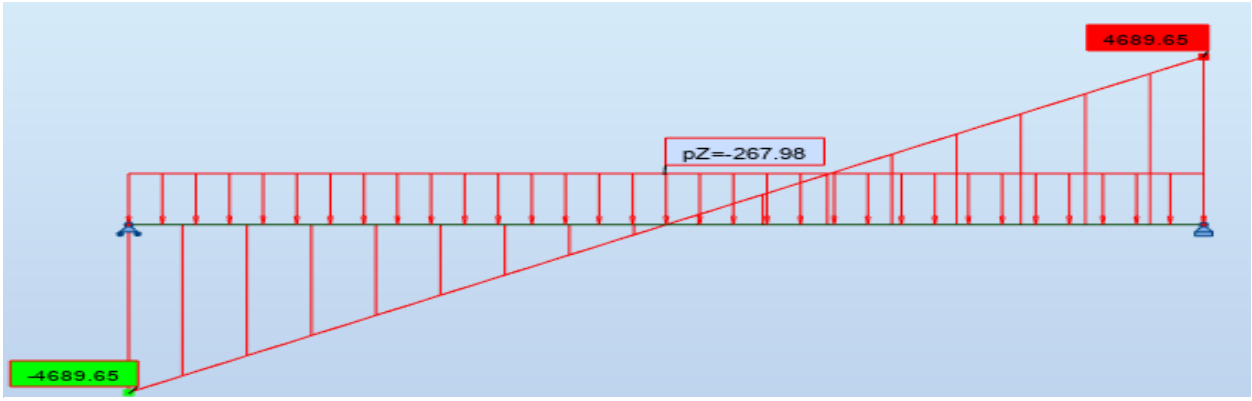


Figure V-1: **L'effort tranchant pour une charge G avec ROBOT**

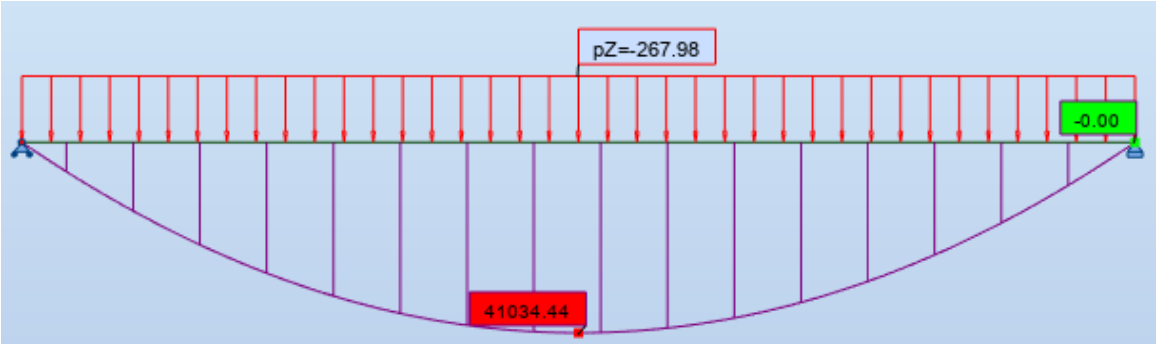
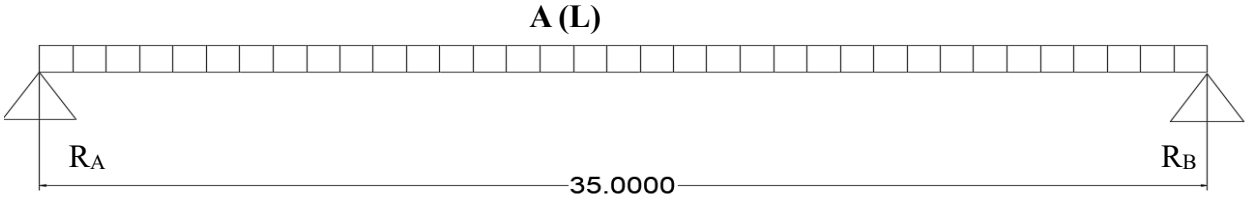


Figure V-2: Le moment fléchissant pour une charge G avec ROBOT

V.2.2. Calcul du moment fléchissant et l'effort tranchant dû à la surcharge A (L)



➢ **Calcul manuel**

Le moment fléchissant et l'effort tranchant pour une charge Q uniformément répartie sont donnés par les formules suivantes :

- $M_{max} = M(x=0.5L) = \frac{Q \times L^2}{8}$
- $T_{max} = T(x=0) = \frac{Q \times L}{2}$

Tableau V-2: Moment fléchissant et effort tranchant Sous la charge de système A(l)

		M [KN.m]		T [KN]	
A (L)	Q(KN/ml)	M(x=0)	Mmax= M(x=0.5L)	Tmax= T(x=0)	T(x=0.5L)
1 voie chargée	34.28	0	5249.125	599.9	0
2 voie chargée	68.53	0	10493.65	1199.27	0
3 voie chargée	92.51	0	14165.60	1618.92	0

➢ **Calcul en utilisant robot**

Résultat de l'effet de la charge la plus défavorable (3 voie chargée) en utilisant Robot représenté dans l'image ci-dessous.

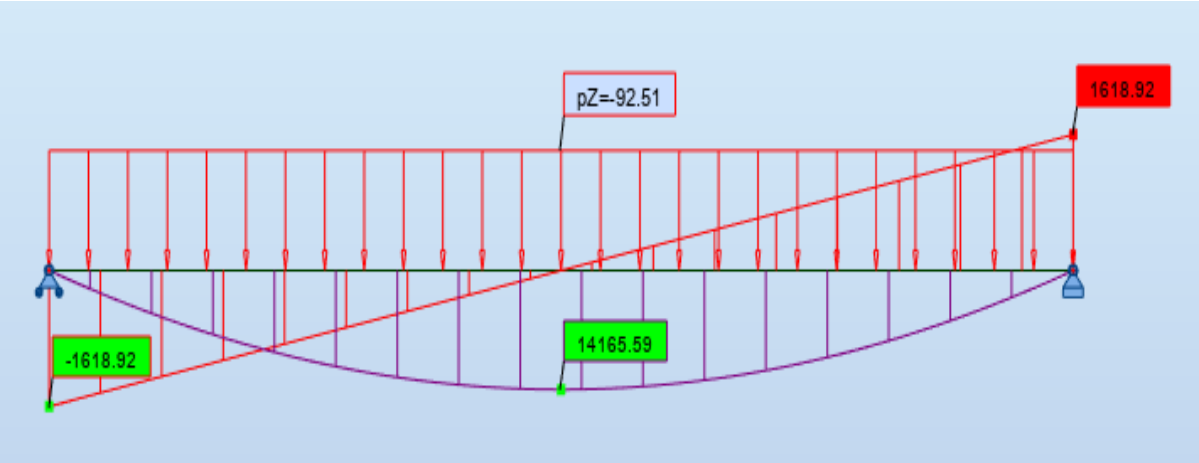
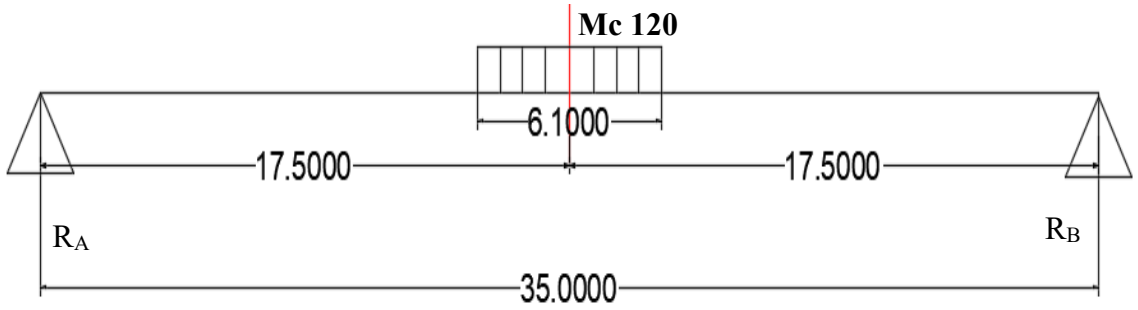


Figure V-3 : Le moment fléchissant et l'effort tranchant pour une charge A (L) (3 voie chargée)

V.2.3. Calcul du moment fléchissant et l'effort tranchant due à la surcharge Mc 120

➢ **Calcul manuel**

- Calcul Le moment fléchissant Mmax : à x=L/2 :

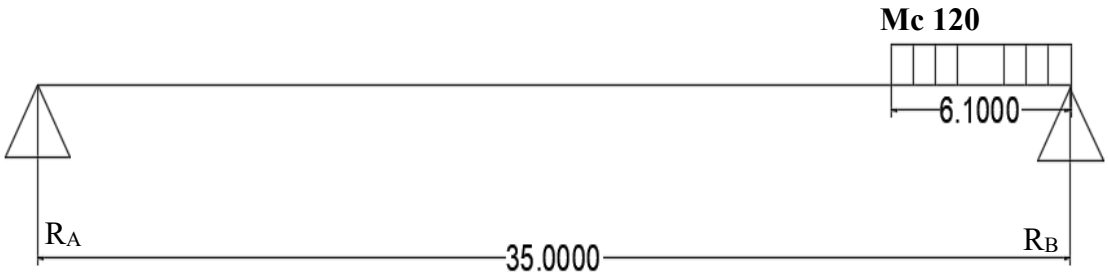


$R_B = R_A = 550$ KN.

$M(L/2) = R_A \times (35/2) - 550 \times (3.05/2) = 8786.25$ KN.m

Et : $M_{max} = M(L/2) \times \delta$

- Calcul de l'effort tranchant Tmax : à x=0 :



$\Sigma M/B = 0 : R_A \times 35 = 1100 \times 3.05$m

$R_A = 95.86$ KN

Donc $R_B = 1100 - 95.86 = 1004.14$ KN

Et $T_{max} = R_B \times \delta$

Tableau V-3 Moment fléchissant max et effort tranchant max Sous la charge de système Mc120

δ	Mmax [KN. m]	Tmax [KN]
1.065	9357.35	1069.41

➢ **Calcul en utilisant robot**



Figure V-4: Le moment fléchissant pour une charge Mc 120 avec ROBOT

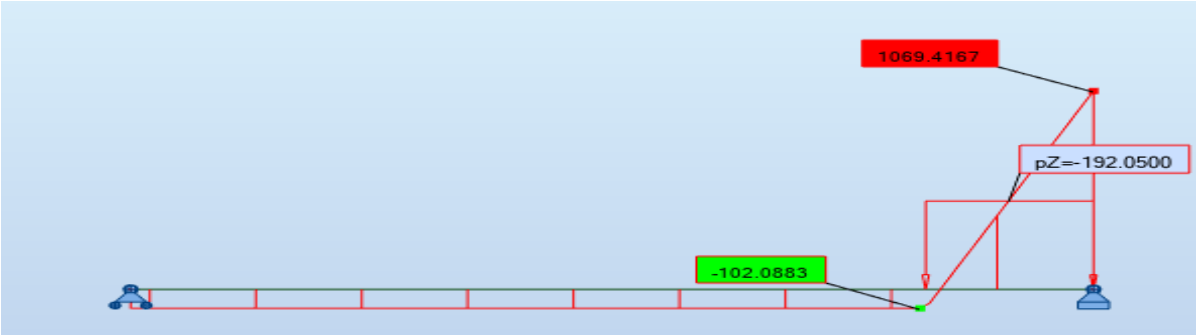
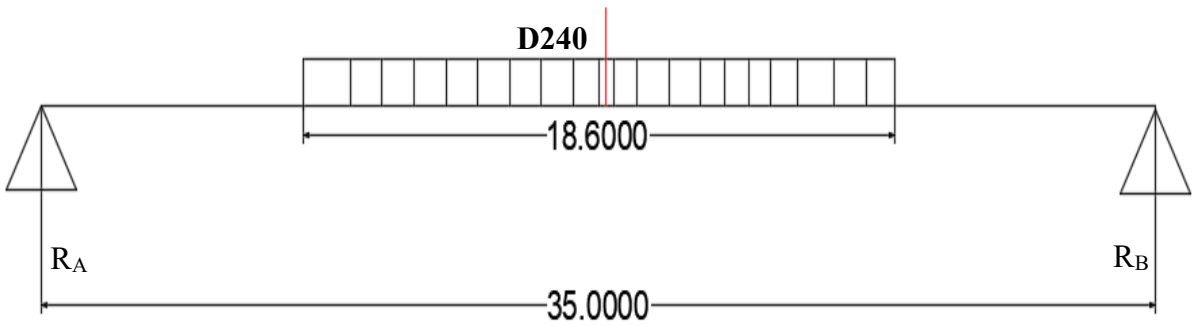


Figure V-5: L'effort tranchant pour une charge Mc 120 avec ROBOT

V.2.4. Calcul du moment fléchissant et l'effort tranchant due à la surcharge D240

➢ **Calcul manuel**

- Calcul Le moment fléchissant Mmax : à x=L/2 :

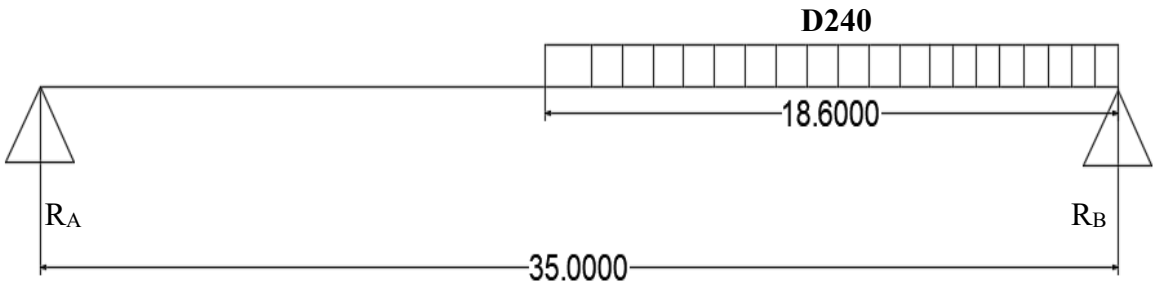


$R_B = R_A = 1200$ KN.

Mmax =M (L/2) = RA× (35/2) – 1200 × 4.65

Mmax =15420.1 KN.m

- Calcul de l'effort tranchant Tmax : à x=0 :



ΣM/B = 0 : R_A×35 = 2400×9.30

Donc :R_A = 637.71 KN

Alors Tmax = R_B = 2400-637.71

Tmax = 1762.28 KN

➢ **Calcul en utilisant robot**

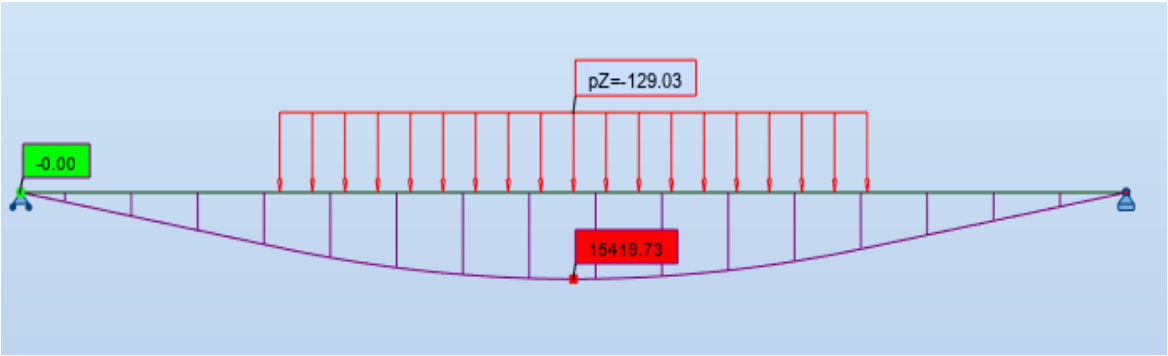


Figure V-6: Le moment fléchissant pour une charge D240avec ROBOT



Figure V-7: L'effort tranchant pour une charge D240avec ROBOT

V.2.5. Calcul du moment fléchissant et l'effort tranchant due à la surcharge B_T

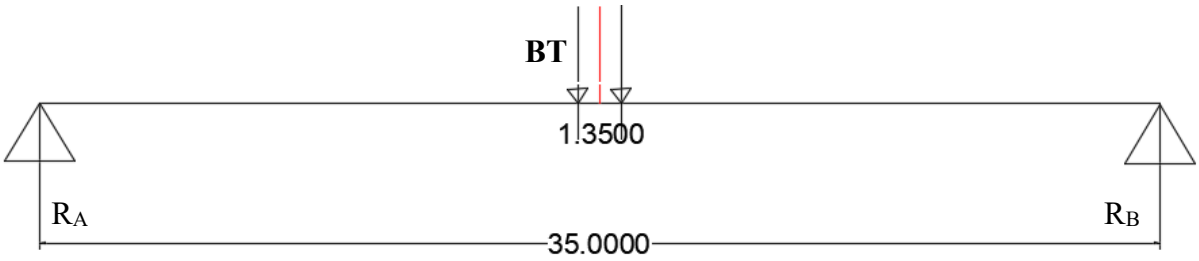
➢ **Calcul manuel**

- Calcul Le moment fléchissant Mmax : à x= L/2 :

R_B= R_A=160 KN

M (L/2) = RA×35/2-160×0.675= 2692 KN.m

Et Mmax = M (L/2) × δ ×bt × n



- Calcul de l'effort tranchant Tmax : à x=0 :

ΣM/B=0 donc on a :

$R_A \times 35 = 160 \times 1.35$

Donc : $R_A = 6.17$ KN

ET $R_B = 320 - 6.17 = 313.83$ KN

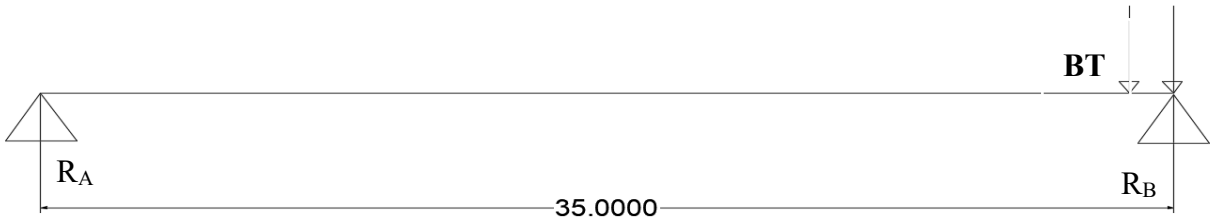


Tableau V-4 : Moment fléchissant max et effort tranchant max Sous la charge de système Bt

Nombre de tandems de Bt	bt	δ	Mmax	Tmax [KN]
1	1.2	1.054	3404.84	396.93
2	1.2	1.060	6848.45	798.38

➢ **Calcul en utilisant robot**

Résultat de l'effet de la charge la plus défavorable (2 tandems de Bt) en utilisant Robot représenté dans l'image ci-dessous.

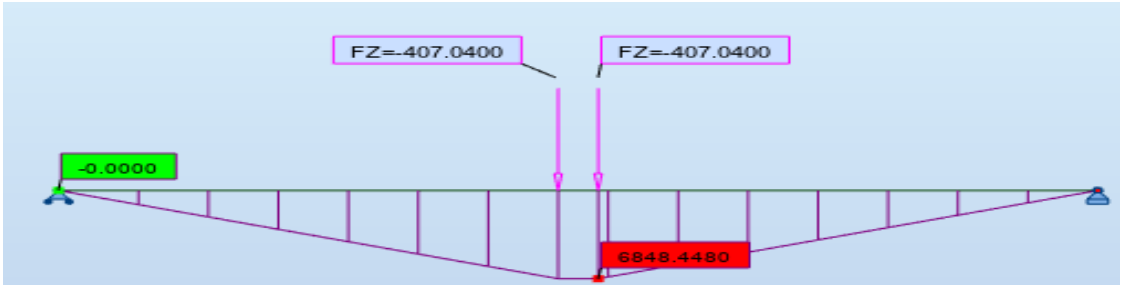


Figure V-8: Le moment fléchissant pour une charge Bt (2 tandems de Bt)

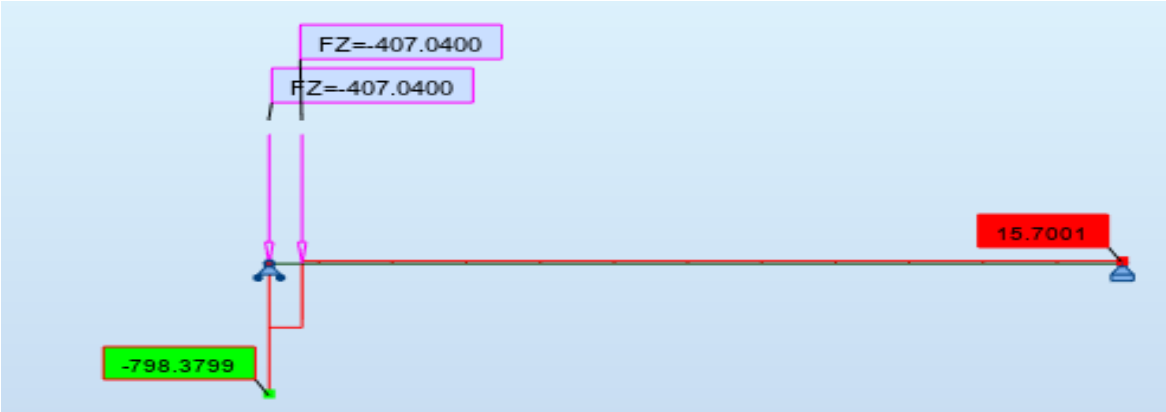


Figure V-9: l'effort tranchant pour une charge Bt (2 tandems de Bt)

V.2.6. Calcul du moment fléchissant et l'effort tranchant due à la surcharge B_c

➢ **Calcul manuel**

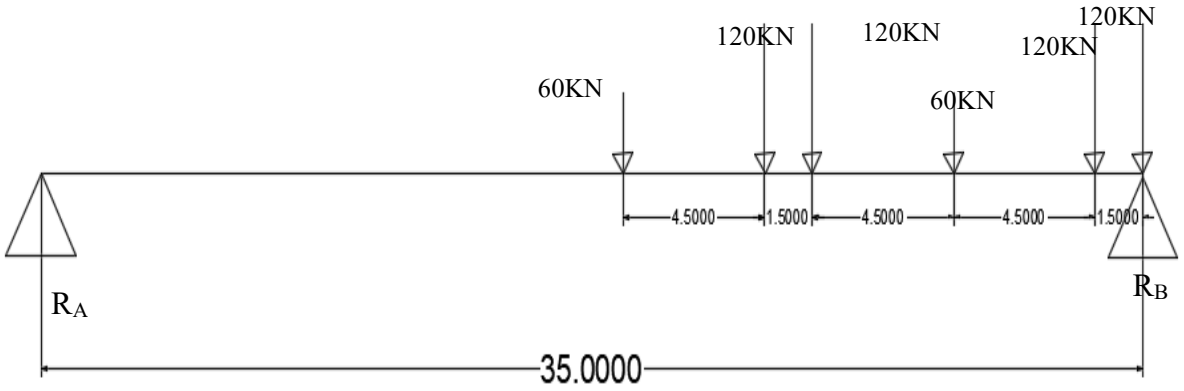
- Calcul de l'effort tranchant Tmax : à x=0 :

ΣM/B=0 donc on a : $R_A \times 35 - [120\times0 - 120\times1.5 + 60\times6 + 120\times10.5 + 120\times12 + 60\times16.5]=0$

➡ R_A= 120.86 KN, alors : R_B = 600-120.86 = 479.14 KN

L'effort tranchant réelle : Tmax =$R_B \times \delta \times bc \times n$ (Nombre de file de Bc)

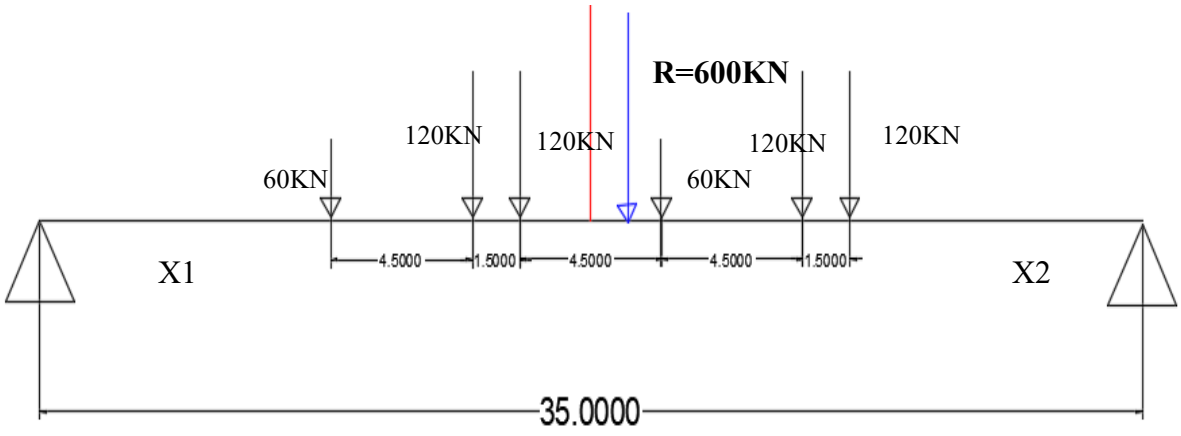
La position des camions qui va causer l'effort tranchant max dans notre cas (poutre isostatique) est la suivante :



- Calcul Le moment fléchissant Mmax

En appliquant le théorème de BARRES nous aurons :

'Le moment fléchissant est maximum au droit d'essieu de façon que cet essieu et la résultante des convois se trouvant symétriquement par rapport à l'axe de la poutre. La résultante du convoi R = 5P.'



La position de la résultante des forces R est déterminée comme suit :

$$X = \frac{\sum P \times X_i}{\sum P_i} \qquad X = \frac{120\times4.5+120\times6+60\times10.5+120\times15+120\times16.5}{600} = 9.45 \text{ m}$$

Et nous avons : $X=6+2\,\varepsilon \longrightarrow \varepsilon = 1.725$

Et : X_1=17.5-9.45+1.725 =9.775m

X_2=35-X_1=8.725m

Calculons maintenant le moment maximal qui correspond à cette position :

On calcule tout d'abord les réactions aux appuis :

ΣM/A=0 : 60×9.775+120×14.275+120×15.775+20.275×60+24.775×120+120×26.275 = RB×35

RB = 329.57 KN, alors : RA = 600-329.57 = 270.43 KN

Le moment fléchissant maximum obtenu est positionné au droit de point C qui est symétrique au La résultante par rapport à l'axe de la poutre.

M/C = RA ×15.775- 60×6 - 120×1.5 = 3726.033 KN.m

Le moment fléchissant réelle :

Mmax = M/C × δ × bc × n (Nombre de file de Bc)

Tableau V-5: Moment fléchissant max et effort tranchant max Sous la charge de système Bc

Nombre de file de Bc	bc	δ	Mmax [KN.m]	Tmax [KN]
1 file	1.2	1.059	4735.04	608.890
2 files	1.1	1.068	8754.68	1125.78
3 files	0.95	1.074	11405.01	1466.60

Tableau V-6 : **Tableau récapitulatif des moments et efforts tranchants max**

Les charges et les surcharges			Moment max Mmax [KN.m]	Moment par Poutre M0=Mmax/7 [KN.m	Effort tranchant max Tmax [KN]	Effort tranchant par poutre T0=Tmax/7 [KN]
Charge permanent	G		41034.34	5862.04	4689.65	669.95
Surcharge A(l)	1 voie		5249.125	749.87	599.9	85.7
	2 voies		10493.65	1499.09	1199.27	171.32
	3 voies		14165.60	2023.65	1618.92	231.13
Surcharge B	Bc	1 file	4735.04	676.43	608.890	86.98
		2 files	8754.68	1250.66	1125.78	160.82
		3 files	11405.01	1629.28	1466.60	209.51
	Bt	1tandem	3404.84	486.40	396.93	56.70
		2tandem	6848.45	978.35	798.38	114.05
Convoi	Mc120		9357.35	1336.76	1069.41	152.77
	D240		15420.1	2202.87	1762.28	251.75

V.3. CONCLUSION

Le calcul des moments et des efforts tranchants dans ce chapitre a été effectué afin de déterminer les sollicitations maximales et les sections dangereuses dans le sens longitudinal causées par les différentes surcharges routières (A (L), B, Mc120, D240).

CHAPITRE VI :
REPARTITION TRANSVERSLAE DES EFFORTS

VI.1. INTRODUCTION

Après avoir déterminé les efforts longitudinaux les plus contraignants dans diverses sections d'une travée, il convient de répartir ces efforts entre les différentes poutres constituant la travée du pont. Pour un calcul précis des sollicitations du tablier, il est essentiel de comprendre comment ces efforts se répartissent transversalement sur les poutres, afin d'identifier celle qui est la plus sollicitée. À cet effet, la méthode de Guyon-Massonnet sera utilisée pour effectuer cette analyse.

VI.2. REPARTITION TRANSVERSSALE DES EFFORTS (SELON LA METHODE GUYON-MASSONET)

La méthode de Guyon – Massonnet est une méthode pratique de calcul des dalles ou de réseaux de poutres largement appliquées au calcul des tabliers de ponts. Initialement développée pour des dalles isotropes, elle fut ensuite étendue au cas des dalles orthotropes.

La répartition transversale des efforts est applicable sur un grillage des poutres. Tout d'abord on calcul les deux paramètres essentiels pour cette méthode, paramètre d'entretoisement θ et Paramètre de torsion α, par la suite, on calcule les coefficients de répartition transversale (CRT) pour chaque poutre pour les différents cas de chargement.

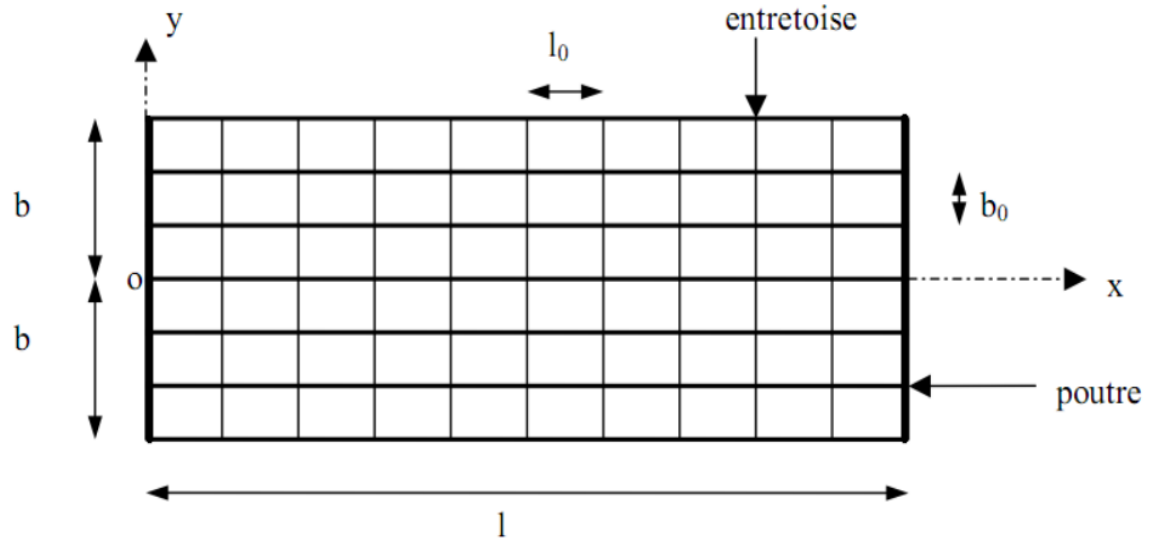


Figure VI-1: la disposition des poutres

VI.3. DETERMINATION DES PARAMETRES DE CALCUL

VI.3.1. Calcul De Paramètre D'entretoisement θ

Il donné par la formule suivante :

$$\theta = \frac{b}{L} \sqrt[4]{\frac{\rho p}{\rho D}}$$

On a:

b : Demi-largeur active de la dalle : b=0.5× n× b1.

n : Nombre des poutres.

b_1 : Distance entre-axe des poutres.

L : Portée de la travée.

ρ_p : Rigidité flexionnelle des poutres : $\rho p = E \times Ip / l_1$.

I_p : Moment d'inertie équivalente de la poutre.

ρ_D : Rigidité flexionnelle de la dalle par unité de longueur : $\rho_D = E \times ID / l_1$.

l_1 : Unité de largeur.

I_D : Moment d'inertie de la dalle.

Tableau VI-1: Le calcul de paramètre d'entretoisement θ

b(m)	n	b_1 (m)	L(m)	ρ_p	$I_p(m^4)$	ρ_D	l_1(m)	$I_D(m^4)$	θ
6.825	7	1.95	35	0.152E	0.2973	0.00225E	1	0.00225	0.56

Choix de la méthode : Le paramètre d'entretoisement « θ » est pour choisir la méthode.

- Si $\theta < 0.3 \longrightarrow$ *La méthode de J. Courbo*
- Si $\theta \geq 0.3 \longrightarrow$ *La méthode de Guyon−Massonne*

Pour nous ouvrage on $\theta \geq 0.3$ alors on peut appliquer la méthode de Guyon-Massonnet.

VI.3.2. Paramètre De Torsion α

L'effet de la torsion est caractérisé par le paramètre de torsion α dont la valeur est comprise entre 0 et 1 :

$$\alpha = \frac{\gamma p + \gamma D}{2\sqrt{\rho p \times \rho D}}$$

On a:

γ_p : Rigidité torsionnelle des poutres par unité de largeur : $\gamma_p = C_p / b_1$.

C_p : Rigidité torsionnelle de la poutre : $C_p = G / 3 \times [\sum bi\ hi + (b1 \times h^3 / 2)]$.

γ_D : Rigidité torsionnelle de la dalle par unité de largeur : $\gamma_D = C_D / l_1$.

C_D : Rigidité torsionnelle de la dalle : $C_D = 2 \times G \times I_D$.

G : Module de cisaillement du béton : $G = E/2((1+\upsilon))$.

υ : Coefficient de poisson.

- **Calcul de Rigidité torsionnelle de la poutre C_P**

$C_p = G / 3 \times [\sum bi\ hi + (b_1 \times h^3 / 2)$.

Avec :

bi et **hi** : les dimensions de la section équivalente (hi : la plus petite dimension).

S_3=0.1944 cm^2 ; S_1=0.2159 m^2 (les surfaces sont calculées par logiciel Autocade)

$h_1=S_1/1.1$=19.627 cm

$h_3=S_3/0.6$=32.4 cm

$h_2=h_P-(h_1+h_3)$ =120.973 cm

$C_p = (G/3)\,[(1.1\times0.19627^3) + (1.2097\times0.25^3) + (0.6\times0.324^3) + (1.95\times0.3^3/2)]$

Tableau VI-2: **Le calcul de paramètre de torsion α**

γ_p	C_p	γ_D	C_D	G	υ	α
0.00525E	0.01025E	0.00187E	0.00187E	0.416E	0,2	0.192

VI.4. CALCUL DES MOMENTS FLECHISSANT

VI.4.1. Coefficient De Répartition Transversale Kα

Pour un calcul rigoureux de K dans le cas où 0.3 < α < 1 on utilisera les formules d'interpolation d'après SATTLER :

$$\text{Lorsque } 0{,}3 \le \theta \le 1 : \quad K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0)\alpha^{(1-\exp(0.065-\theta)/0.665)}$$

D'après les tableaux de « Guyon Massonnet » on doit faire une interpolation entre la valeur **θ = 0,55** et **θ = 0,6** pour trouver les valeurs de **θ = 0,56.**

Tableau VI-3: **Tableau de K0 pour Θ=0.55**

θ=0,55	Alfa=0=> K0								
Y / e	**-b**	**-3b/4**	**-b/2**	**-b/4**	**0**	**b/4**	**b/2**	**3b/4**	**b**
0	0,484	0,766	1,036	1,255	1,352	1,255	1,036	0,766	0,484
b/4	-0,088	0,265	0,618	0,959	1,255	1,442	1,457	1,374	1,265
b/2	-0,523	-0,153	0,223	0,618	1,036	1,457	1,827	2,088	2,304
3b/4	-0,887	-0,527	-0,153	0,265	0,766	1,374	2,088	2,858	3,608
b	-1,228	-0,887	0,523	-0,088	0,484	1,265	2,304	3,608	5,099

Tableau VI-4: Tableau de K0 pour Θ=0.6

θ=0,60	Alfa=0=> K0								
Y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,334	0,696	1,044	1,331	1,459	1,331	1,044	0,696	0,334
b/4	-0,180	0,215	0,611	0,997	1,331	1,523	1,485	1,317	1,115
b/2	-0,524	-0,161	0,211	0,611	1,044	1,485	1,857	2,077	2,235
3b/4	-0,780	-0,480	-0,161	0,215	0,696	1,317	2,077	2,910	3,712
b	-1,011	-0,780	-0,524	-0,180	0,334	1,115	2,235	3,712	5,448

L'équation d'interpolation est donnée par :

$$K0\ (0{,}56) = K0\ (0{,}55) + (k0(0.6) - K0(0.55)) \times \frac{0.56-0.55}{0.6-0.55}$$

-On obtient le tableau suivant qui donne le coefficient K0 pour Θ=0.56 :

Tableau VI-5: Tableau de K0 pour Θ=0.56

θ=0,56	Alfa=0=> K0								
Y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,454	0,752	1,037	1,270	1,373	1,270	1,037	0,752	0,454
b/4	-0,106	0,255	0,617	0,966	1,270	1,458	1,462	1,363	1,235
b/2	-0,523	-0,155	0,220	0,617	1,037	1,462	1,833	2,086	2,290
3b/4	-0,865	-0,518	-0,155	0,255	0,752	1,363	2,086	2,868	3,628
b	-1,185	-0,865	0,313	-0,106	0,454	1,235	2,290	3,628	5,169

Avec la même interpolation pour le coefficient K1 :

Tableau VI-6: Tableau de K1 pour Θ=0.55

θ=0,55	Alfa=1=> K1								
Y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,454	0,752	1,037	1,270	1,373	1,270	1,037	0,752	0,454
b/4	-0,106	0,255	0,617	0,966	1,270	1,458	1,462	1,363	1,235
b/2	-0,523	-0,155	0,220	0,617	1,037	1,462	1,833	2,086	2,290

3b/4	-0,865	-0,518	-0,155	0,255	0,752	1,363	2,086	2,868	3,628
b	-1,185	-0,865	0,313	-0,106	0,454	1,235	2,290	3,628	5,169

Tableau VI-7: Tableau de K1 pour Θ=0.6

θ=0,60	Alfa=1=> K1								
Y \ e	**-b**	**-3b/4**	**-b/2**	**-b/4**	**0**	**b/4**	**b/2**	**3b/4**	**b**
0	0,787	0,883	0,999	1,121	1,187	1,121	0,999	0,883	0,787
b/4	0,579	0,676	0,799	0,954	1,121	1,236	1,220	1,151	1,079
b/2	0,434	0,524	0,641	0,799	0,999	1,220	1,399	1,458	1,468
3b/4	0,336	0,417	0,524	0,676	0,883	1,151	1,458	1,751	1,960
b	0,262	0,336	0,434	0,579	0,787	1,079	1,468	1,960	2,531

L'équation d'interpolation est donnée par :

$$K1\ (0{,}56) = K1\ (0{,}55) + (K1(0.6) - K1(0.55)) \times \frac{0.56-0.55}{0.6-0.55}$$

On obtient le tableau suivant qui donne le coefficient K1 pour Θ=0.56 :

Tableau VI-8: **Les valeurs de coefficient K1 pour θ =0.56**

θ=0,56	Alfa=1=> K1								
Y \ e	**-b**	**-3b/4**	**-b/2**	**-b/4**	**0**	**b/4**	**b/2**	**3b/4**	**b**
0	0,817	0,902	1,001	1,102	1,156	1,102	1,001	0,90	0,81
b/4	0,620	0,710	0,821	0,958	1,102	1,202	1,196	1,14	1,08
b/2	0,480	0,567	0,676	0,821	1,001	1,196	1,355	1,41	1,43
3b/4	0,381	0,462	0,567	0,710	0,902	1,143	1,417	1,67	1,87
b	0,304	0,381	0,480	0,620	0,817	1,086	1,438	1,87	2,37

Calcule le coefficient Kα

Le calcul des valeurs de K par les formules d'interpolation d'après Sattler :

On a : Θ = 0.56 et α = 0.192 ⟶ Kα = k0 + 0.42 (k1-k0)

Les valeurs obtenues sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau VI-9: **Tableau des valeurs de coefficient Kα**

θ=0,56	Alfa=1=> Kα								
Y / e	**-b**	**-3b/4**	**-b/2**	**-b/4**	**0**	**b/4**	**b/2**	**3b/4**	**b**
0	0,607	0,815	1,022	1,200	1,282	1,200	1,022	0,815	0,607
b/4	0,198	0,446	0,703	0,963	1,200	1,350	1,350	1,270	1,173
b/2	-0,101	0,148	0,412	0,703	1,022	1,350	1,632	1,805	1,932
3b/4	-0,342	-0,106	0,148	0,446	0,815	1,270	1,805	2,369	2,891
b	-0,559	-0,342	0,383	0,198	0,607	1,173	1,932	2,891	3,994

VI.4.2. Calcul De Coefficient Kα Pour Chaque Poutre

Pour obtenir les coefficients de répartition Kα pour chaque poutre, on Interpole entre les valeurs du tableau précédent et la position de la poutre par rapport à l'axe de symétrie transversal de l'ouvrage.

On obtient le tableau suivant :

Tableau VI-10 : **Valeurs du coefficient de répartition Kα relatives aux positions réelles des poutres**

Y / e	**-b**	**-3b/4**	**-b/2**	**-b/4**	**0**	**b/4**	**b/2**	**3b/4**	**b**
POUTRE1	0,607	0,815	1,022	1,200	1,282	1,200	1,022	0,815	0,607
POUTRE2	0,154	0,402	0,660	0,925	1,174	1,350	1,392	1,349	1,284
POUTRE3	-0,171	0,074	0,335	0,628	0,962	1,327	1,682	1,968	2,210
POUTRE4	-0,435	-0,207	0,248	0,340	0,726	1,228	1,859	2,592	3,363

VI.4.3. Construction Des Lignes D'influence

On trace pour chaque poutre la ligne d'influence représentée par ces coefficients de répartition.

L'ordonnée de chaque point du diagramme représente la valeur Kα pour cette poutre quand une charge unitaire serait placée sur son abscisse.

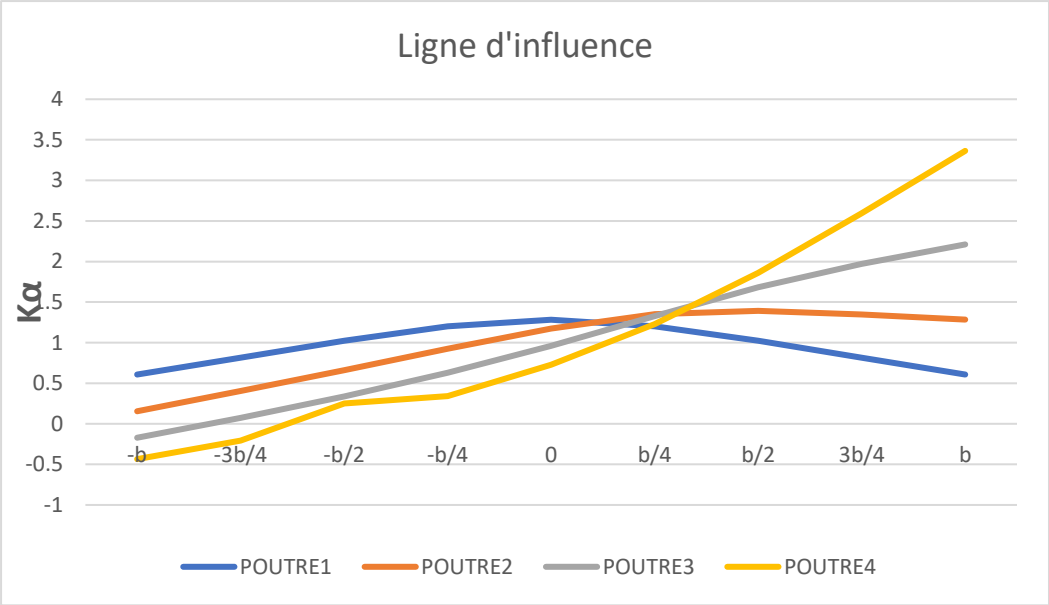


Figure VI-2: Les lignes d'influence du coefficient Kα

VI.4.4. Calcul De Coefficient $K_{\alpha\ moy}$

VI.4.4.1. Etude Du Chargement

Après avoir tracé les lignes d'influences, il y a lieu de disposer les surcharges selon RCPR :

- Le système A(L) chargera toute la largeur chargeable, soit 4m pour une seule file.
- Le système Bc sera représenté comme deux charges concentrées au milieu des roues, espacées de 2m, et seront positionnées au moins à 25cm depuis les bordures.
- Le système Bt lui aussi sera considéré comme deux charges concentrées espacées de 2m mais positionnées à 50cm au moins depuis les bordures.
- Le convoi Mc120 sera considéré comme deux charges partiellement réparties sur 1m, et seront éloignées d'au moins 0,50m des bordures.
- Le convoi D240 sera considéré comme une charge répartie sur une largeur de 3,2m et Dans le sens transversal, son axe longitudinal est réputé situé à 3,50 m du bord de la largeur chargeable.

Pour ce calcul on distingue deux types de charges :

- **Surcharges surfaciques** :

Les surfaces sont calculées à partir de l'Autocade et Kαmoy est calculé par la formule suivante :

$$K_{\alpha\ moy} = \frac{S}{L}$$

S : les surfaces situées entre les ordonnées d'impact et le linge d'influence.

L : la largeur des voies

- **surcharges concentrées :**

Les distances sont calculées en utilisant le logiciel AUTOCAD et Kαmoy est calculé par la formule suivante :

$$\mathbf{K}_{\alpha\ moy} = \frac{\sum K\alpha}{n}$$

n : Nombre de charges.

VI.4.4.2. Les Valeurs De Kα Pour Chaque Poutre

On résume les valeurs de Kαmoy pour toutes les poutres dans **ANNEXE B.**

VI.4.5. Valeurs Des Moments Fléchissant Réels

Les moments longitudinaux dus aux surcharges à mi- travée sont multipliés par le coefficient de répartition transversale Kαmoy, pour donner le moment réel supporté par la poutre étudiée

$$Mréel = K\alpha moy \times M0$$

Les valeurs des moments fléchissant réels sont inclus en **ANNEXE B**.

VI.4.6. Détermination De La Poutre La Plus Sollicitée

Pour déterminer la poutre la plus sollicitée, on utilise d'après le RCPR (art 6.2.2), les combinaisons de charges dans les deux états limites (ELU & ELS).

On résume les résultats dans le tableau suivant :

Tableau VI-11: Combinaisons des charges à l'ELS et à l'ELU.

Etat limite	Combinaisons d'action	Poutre 1	Poutre 2	Poutre 3	Poutre 4
ELU	1.35 G + 1.6 AL1	9182.042	9569.59	9845.75	10009.65
	1.35 G + 1.6 AL2	10688.858	10948.85	10982.44	10867.08
	1.35 G + 1.6 AL3	11527.19	11380.82	11068.37	10796.71
	1.35 G + 1.6 Bc1	8941.91	9401.89	9845.62	10175.72
	1.35 G + 1.6 Bc2	10559.14	10629.17	11065.41	11319.54
	1.35 G + 1.6 Bc3	10846.45	11245.30	11435.60	11440.81
	1.35 G + 1.6 Bt1	8676.42	8987.72	9267.88	9493.60
	1.35 G + 1.6 Bt2	9635.64	9995.67	10230.47	10355.70
	1.35G + 1.35Mc120	9866.90	10356.67	10687.10	10893.90
	1.35 G + 1.35 D240	11421.135	11900.23	11942.748	11760.174
ELS	G + 1.6 AL1	6813.25	7103.92	7311.05	7433.96
	G + 1.6 AL2	7943.36	8138.36	8163.55	8077.03
	G + 1.6 AL3	8572.12	8462.34	8228	8024.26
	G + 1.6 Bc1	6633.16	6978.14	7310.94	7558.51
	G + 1.6 Bc2	7846.08	7898.60	8225.78	8416,38
	G + 1.6 Bc3	8061.56	8360.70	8503.42	8507.33
	G + 1.6 Bt1	6434,04	6667.51	6877.63	7046.92
	G + 1.6 Bt2	7153.45	7423.48	7599.58	7693.50
	G + 1.35Mc120	7308.81	7671.61	7916.34	8069.56
	G + 1.35 D240	8460.10	8814.99	8846.48	8711.24

VI.4.6.1. CONCLUSION

La poutre la plus sollicite c'est la poutre 03 sous la combinaison :

- ELS G+D240 = 8846.48 KN.m
- ELU 1.35G+1.35D240= 11942.748 KN.m

VI.5. MODELISATION DU TABLIER AVEC ROBOT

Après l'étude transversale du tablier de notre ouvrage par la méthode de GUYON MASSONNET. Ont vérifié les résultats de calcul manuel par calcul automatiquement en utilisant un logiciel de calcul à base d'éléments finis comme : Autodesk robot structural analyses Professional.

VI.5.1. Présentation Du Logiciel De Modelisation

ROBOT est un logiciel de calcul et d'optimisation des structures utilisant la méthode des éléments finis pour analyser différents types de structures planes et spatiales, tels que les treillis, portiques, structures mixtes, grillages de poutres, plaques, coques, contraintes planes, déformations planes et éléments volumiques. Il est particulièrement adapté aux études d'ouvrages d'art et de génie civil, offrant une grande puissance de modélisation pour créer des structures complexes mêlant barres, coques et volumes. ROBOT intègre également des outils spécifiques comme la prise en compte des charges roulantes, la gestion des phases de construction, et le calcul des sections d'acier théoriques, permettant une étude précise et complète des ouvrages. Grâce à ces fonctionnalités avancées, il constitue un outil incontournable pour les ingénieurs en structure.



Figure VI-3: LOGICIEL DE MODELISATION ROBOT 2019

VI.5.2. Modèle Structurel

Un modèle de calcul a été établi à l'aide du logiciel professionnel Autodesk ROBOT Structural Analysis 2019 afin d'analyser l'ensemble de l'ouvrage ou ses différents éléments constitutifs. Cette démarche permet d'automatiser les processus de conception, de calcul et de vérification de la sécurité de l'ouvrage. Pour l'analyse du tablier dans les directions longitudinales, un modèle de type grille a été utilisé. Ce modèle est constitué de sept poutres longitudinales, chacune de 36 mètres de longueur, régulièrement espacées et formant une seule

travée courante. Ces poutres sont solidarisées transversalement par une dalle en béton d'une épaisseur de 30 cm, assurant la cohésion structurelle de l'ensemble.

Il convient de rappeler que l'ouvrage complet est composé de huit travées identiques et indépendantes dans chaque sens de circulation. Cette configuration a permis de modéliser une seule travée type pour l'analyse, ce qui s'est révélé suffisant pour évaluer les efforts internes et ainsi optimiser la conception structurelle de manière efficace et sécurisée.

VI.5.3. Les Etapes De Modelisation

La modélisation s'effectue comme suit :

Etape 1 : Définition des éléments (Figure IV-4)

- Choix des unités, normes et matériaux utilisés.
- Importation des différentes sections.
- Définition des lignes de construction.
- Définition des poutres et entretoise comme élément barre.
- Définition de la dalle comme élément panneau.
- Définition des appuis.

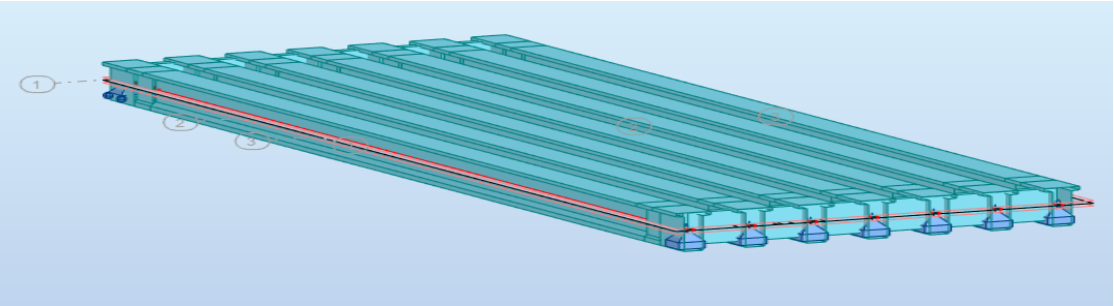


Figure VI-4: Modèle de calcul.

Etape 2 : Affectation des charges et surcharges

- L'affectation des charges permanentes CCP comprend : Poids des revêtements, Poids des corniches, Poids du garde-corps et de la glissière de sécurité.
- L'affectation des surcharges A(l).
- L'affectation des surcharges roulantes Bc, Bt, Mc120, D240.

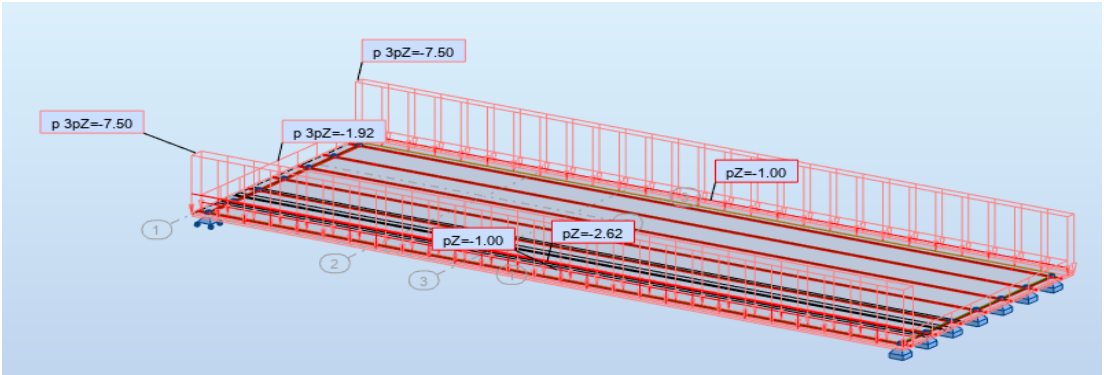


Figure VI-5: Affectation des charges permanentes

NB : les autres affectations des surcharges en **ANNEXE C**

Etape 3 : Définition Des Combinaisons De Charges

Le tableau suivant récapitule les différentes combinaisons de charges susceptibles de solliciter l'ouvrage :

Tableau VI-12: combinaisons de charges

Etats	Combinaison
ELU	1,35G + 1,6 Al
	1,35G + 1,6 Bc
	1,35G + 1,6 Bt
	1,35G + 1,35D240
	1,35G + 1,35Mc120
ELS	G + 1,2 Al
	G + 1,2 Bc
	G + 1,2 Bt
	G + D240
	G + Mc120

VI.5.4. Les Résultats

Les résultats des sollicitations maximales V et M, en KN et en KN.m, à l'ELS et à l'ELU, sont montrées dans les diagrammes ci-dessous :

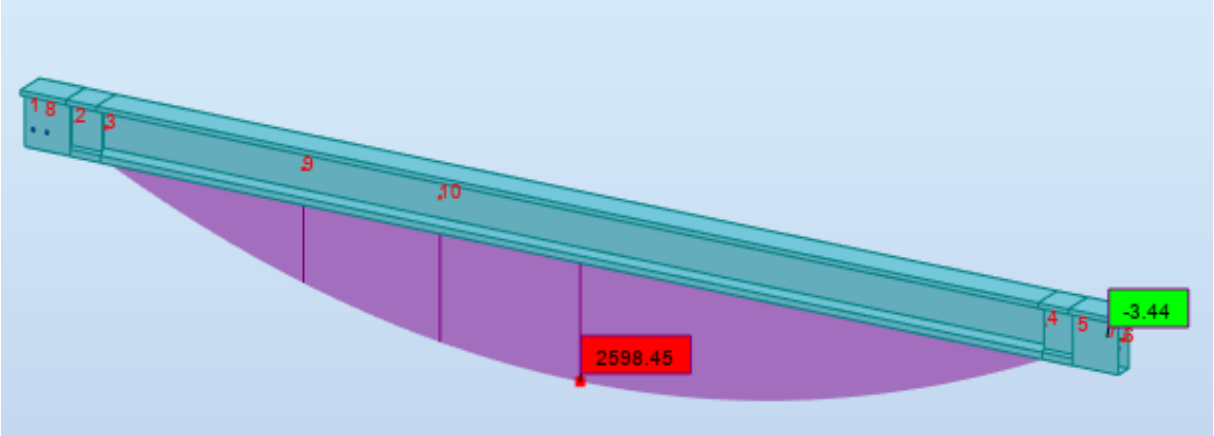


Figure VI-6: Moment max sous l'effet du poids propre de la poutre

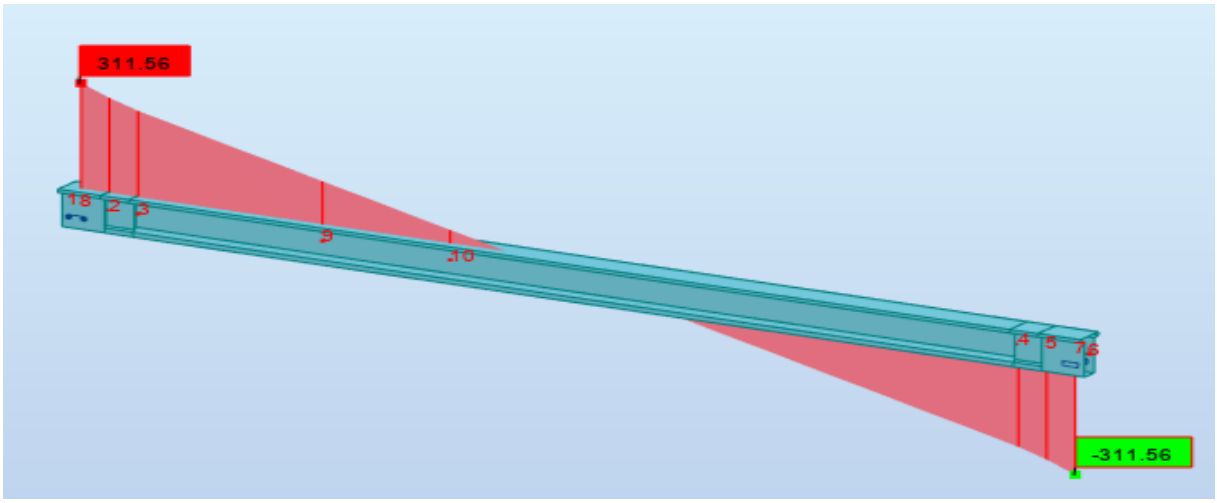


Figure VI-7: Effort tranchant max sous l'effet du poids propre de la poutre

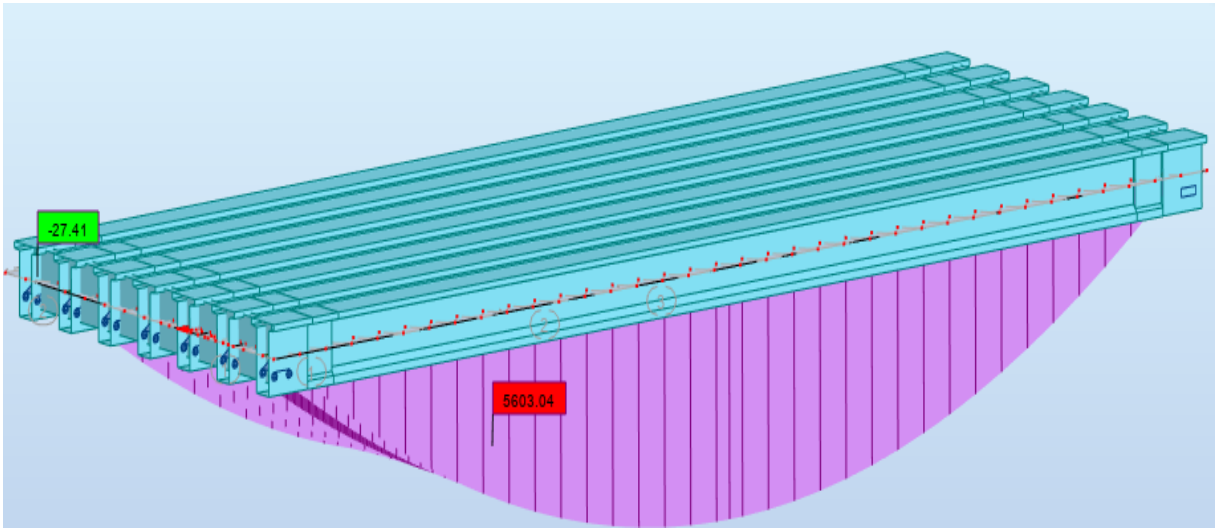


Figure VI-8: Moment max sous l'effet de la charge permanente

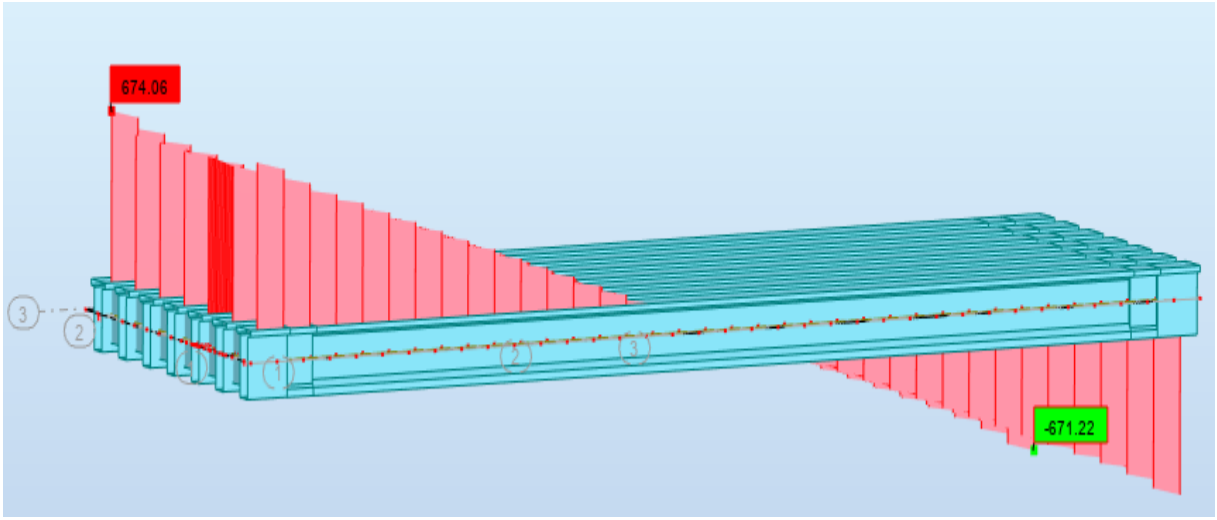


Figure VI-9: Effort tranchant sous l'effet de la charge permanente

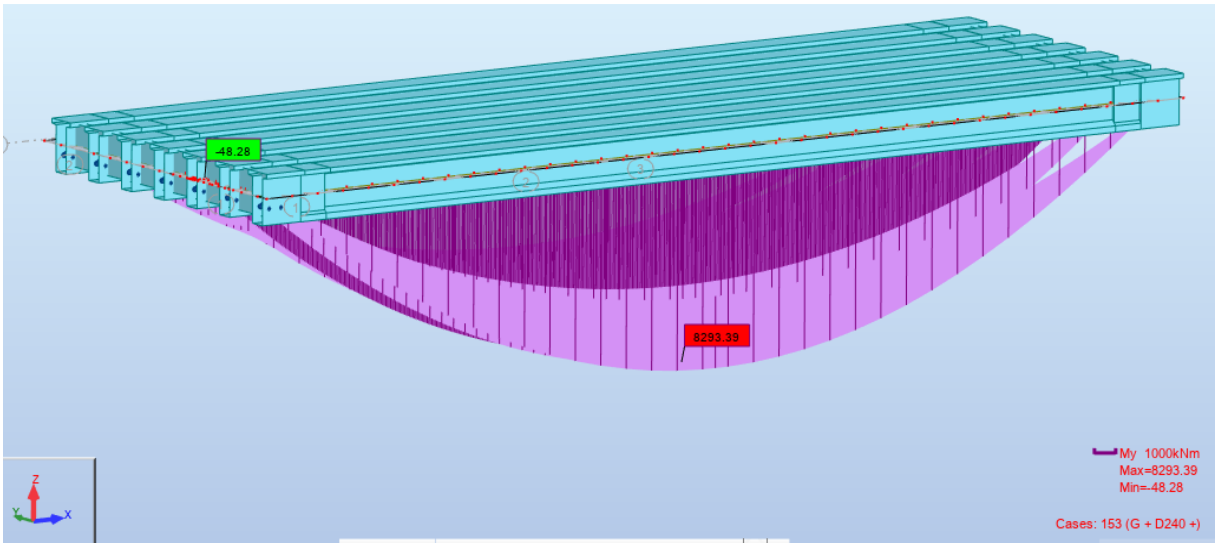


Figure VI-10: **Moment max sous la combinaison la plus défavorable à l'ELS**

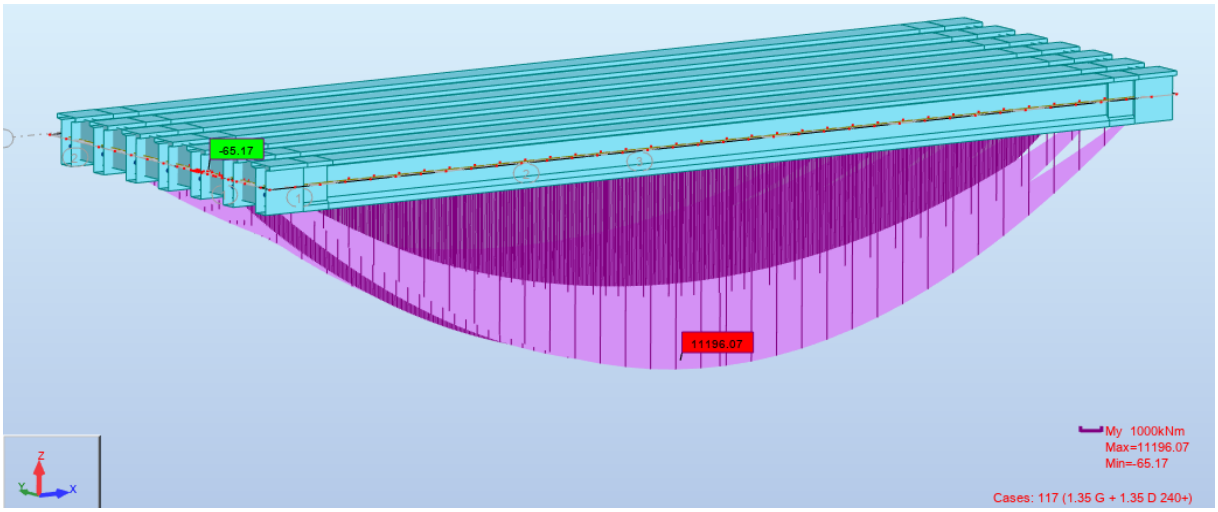


Figure VI-11: Moment max sous la combinaison la plus défavorable à l'ELU

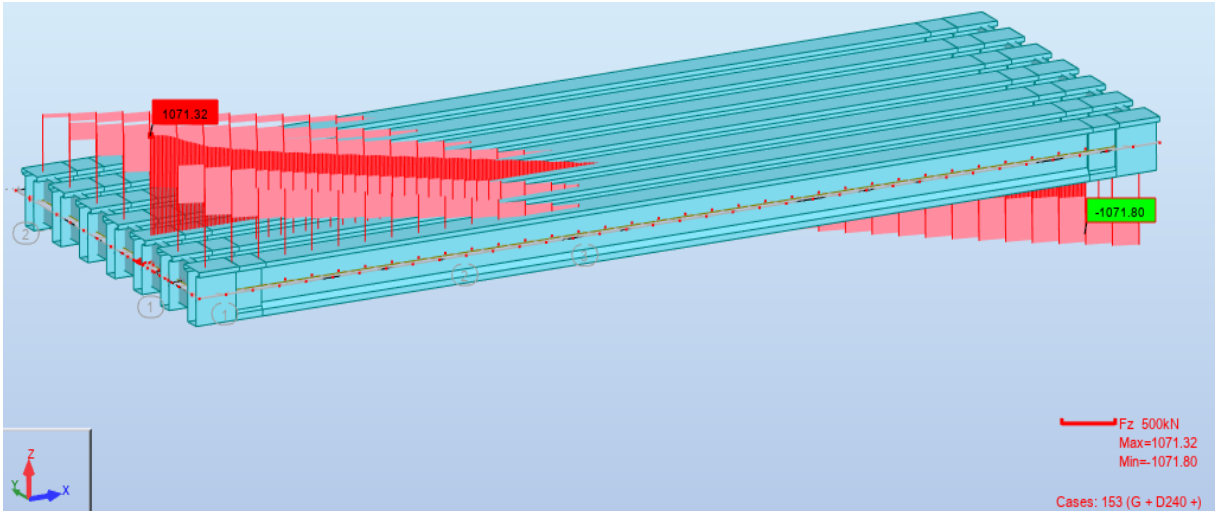


Figure VI-12: Effort tranchant max sous la combinaison la plus défavorable à l'ELS

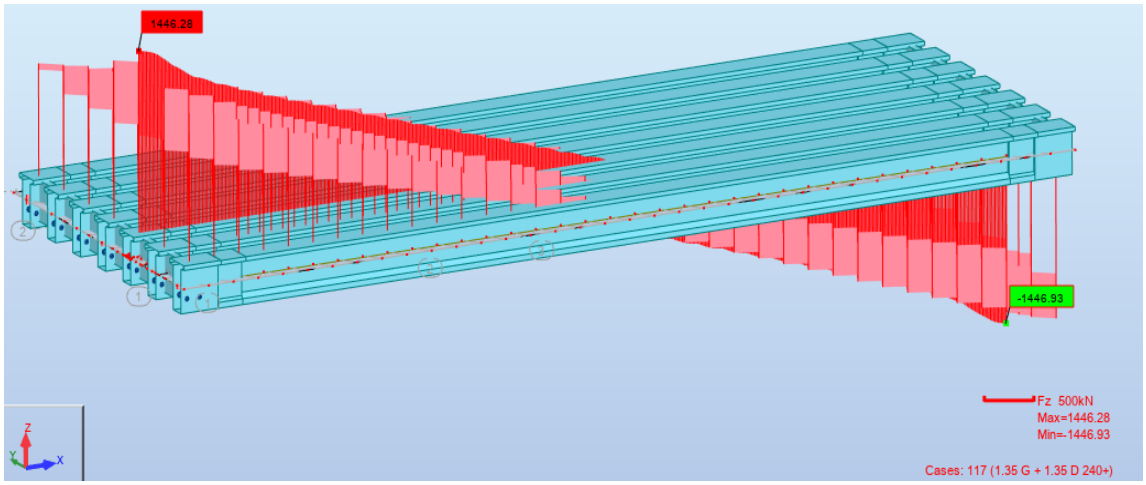


Figure VI-13: **Effort tranchant max sous la combinaison la plus défavorable à l'ELU**

VI.5.5. Comparaison Entre Les Valeurs Analytiques Et Automatiques

Tableau VI-13 : Tableau comparatif des résultats manuels et automatiques de moment fléchissant.

Etat limite	Méthode	Combinaisons qui donner l'effort L'erreur max	Moment max (KN.m)	L'erreur %
ELU	Manuel	1.35G+1.35D240	11942.748	6.25
	Automatique	1.35G+1.35D240	11196.07	
ELS	Manuel	G+D240	8846.48	
	Automatique	G+D240	8293.39	

VI.6. CONCLUSION

Dans ce chapitre, nous avons procédé à la modélisation du tablier de notre projet à l'aide du logiciel ROBOT. L'analyse comparative entre les résultats obtenus par le calcul manuel, en utilisant la méthode de Guyon-Massonnet, et ceux issus du logiciel ROBOT met en évidence une légère divergence. Cette différence peut s'expliquer par les hypothèses simplificatrices inhérentes aux méthodes manuelles, ainsi que par la modélisation plus détaillée offerte par le logiciel.

CHAPITRE VII :
ETUDE DE PRECONTRAINTE

VII.1. INTRODUCTION

Le béton est un matériau hétérogène qui présente une très bonne résistance à la compression, par contre, il a une très mauvaise résistance à la traction. Pour cela, on a recours à la précontrainte L'objectif de la précontrainte est de soumettre le béton à des contraintes permanentes de compression destinées à compenser les forces de traction qui seront appliquées à l'ouvrage. Cette technique permet ainsi de réaliser des ouvrages soumis à des contraintes importantes (ponts, réservoirs…) ou des éléments structuraux de faible épaisseur mais de portée importante (poutres, dalles…).

On distingue deux modes de précontrainte :

- Précontrainte par post-tension.
- Précontrainte par pré tension.

Ce chapitre est consacré aux différentes étapes de l'étude de la précontrainte en post- tension.

VII.2. PRECONTRAINTE PAR POST-TENSION

La précontrainte par post-tension est réalisée par des armatures (câbles ou torons) mises en tension après coulage du béton lorsqu'il a acquis une résistance mécanique suffisante (pour lui permettre de supporter les efforts de compression auxquels il est alors soumis). Après coulage et durcissement du béton, les câbles de précontrainte sont enfilés dans des gaines et des ancrages qui s'appuient sur l'ouvrage en béton à comprimer, mis en tension à l'aide de vérins et bloqués tendus dans les ancrages. Les câbles transmettent leur tension au béton et le transforment en béton précontraint.

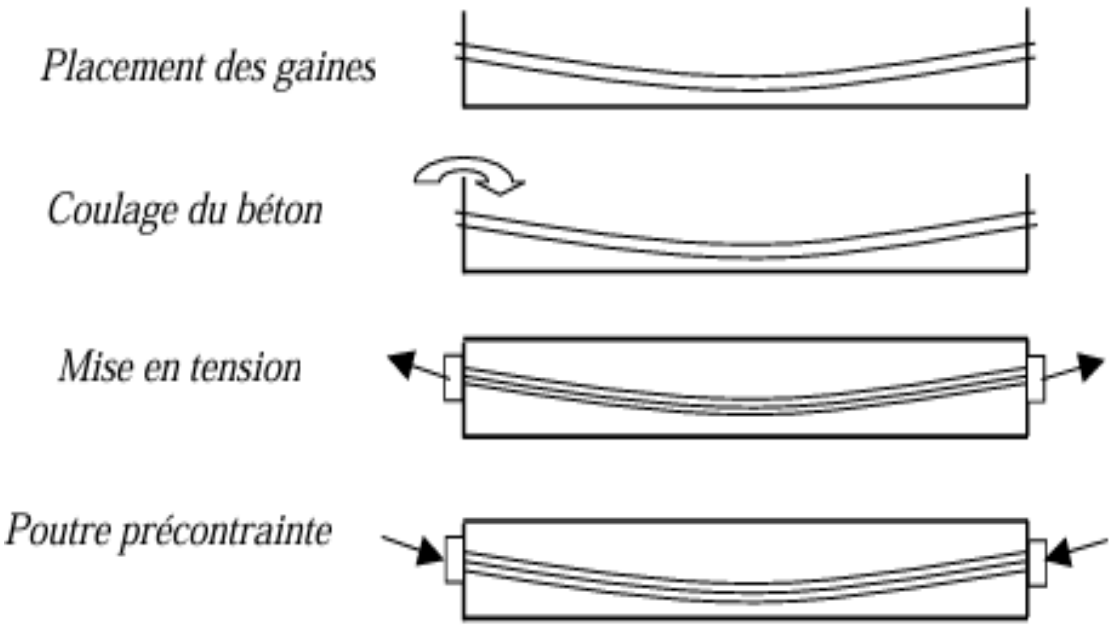


Figure VII-1: La Précontrainte par post-tension

VII.3. DONNEES DE CALCUL

Tableau VII-1: Données de l'ouvrage en(m)

H	$H_{(P+D)}$	L_{POUTRE}	L_{PORTEE}	N	E_{DALLE}	Enrobage	λ	L_{TC}	b_{ABOUT}
1.7	2	36	35	7	0.3	0.03	1.95	1.1	0.6

Tableau VII-2: Résultats de calcul

Mgp (MN.m)	Moment du au poids propre de la poutre seul	2.60
M_M (MN.m)	Valeur maximale de moment (G+D240)	8.29288
M_m (MN.m)	Valeur minimale de moment(G)	5.603
V_M (MN)	Valeur maximale de l'effort tranchant(G+D240)	1.0714
V_m (MN)	Valeur minimale de l'effort tranchant(G)	0.674

Tableau VII-3: Caractéristiques des câbles 12T15

Câble	N torons	$A_{p\ 1\ toron}$ m^2	Ap câble m2	fprg MPa	fp0 KN	Fpeg MPa	Dgaine m
12T15	12	0.00014	0.00168	1860	206.1	1674	0.08
F rd^{-1}	Φ m^{-1}	g mm	μ0	ρ 1000h	EP MPa	fe MPa	σs MPa
0.18	0.002	6	0.43	2.5	190000	500	434.783

Tableau VII-4: Caractéristiques de béton

f_{C28} (MPa)	f_{t28} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	σ_{bt} (MPa)
40	3	24	-4.5

VII.4. DIMENSIONNEMENT DE LA PRECONTRAINTE

VII.4.1. Nombre De Câbles A Mi-Travée

La valeur minimale de la section de précontrainte sera calculée au milieu de la poutre à L/2, donc les caractéristiques pris en compte dans le calcul sont celles de la section médiane avec hourdis.

Le nombre de câbles est donné par la relation suivante :

$$N \geq \frac{Pmin}{(1-\Delta P)\times P}$$

$Pmin$: la valeur minimale de la précontrainte en service.

P0 : Effort de précontrainte limite qu'un câble 12T15 peut créer.

ΔP0 : Pertes de tension estimé à 25%.

- **La valeur minimale de la précontrainte**

La valeur de la section minimale de la précontrainte pour une section de classe II (Contraintes de traction sont admises mais limitées) est donnée par :

$$Pmin = \sup (PI\ ;\ PII)$$

Avec :

$$PI = \frac{\Delta M + \frac{I}{V'}\overline{\sigma bt1} + \frac{I}{V'}\ \overline{\sigma bt2}}{\rho \times h} \qquad \text{section sous critique}$$

$$PII = \frac{M_M + \frac{I}{V'}\overline{\sigma bt2}}{v' + \rho \times v - d'} \qquad \text{section sur critique}$$

M_M : Valeur maximale de moment (G+D240).

M_m : Valeur minimale de moment(G).

$\Delta M = M_M - M_m$.

$\overline{\sigma bt1}$: Contrainte limite de traction hors section d'enrobage.

$\overline{\sigma bt2}$: Contrainte limite de traction dans la section d'enrobage.

d': l'enrobage des câbles de précontrainte, estimé forfaitairement à 0.1h.

Tableau VII-5: **Résulta Calcul de P min.**

$\overline{\sigma bt1}$ (MPa)	-3.00	PI	-1.51
$\overline{\sigma bt2}$ (MPa)	-4.50	PII	4.92
d'(m)	0.20	$Pmin$	4.92

- **Détermination de la force P0 :**

La force de mise en tension d'un seul câble est :

$$P0 = \min (0.8 \times fprg \times Ap,\ 0.9 \times fpeg \times Ap)$$

Application numérique :

$$P0 = \min \{(0{,}8 \text{ x } 1860 \text{ x } 1680)\ ;\ (0{,}9 \text{ x } 1674 \text{ x } 1680)\}$$

Donc : P0 = 2,47 MN

Alors nombre de câbles à mi-travée **:**

$$N \geq \frac{4.92}{(1-0.25)\times 2.47}$$

N ≥ 2.65 donc on prend : n = 3 câbles de 12T15

VII.4.2. Détermination Du Nombre De Câbles A L'about

Les caractéristiques géométriques prises en compte sont celles de la poutre sans hourdis à mi travée.

Les câbles sont tirés à 100% avant la mise en place de la dalle.

Les conditions à considérer sont les suivantes :

- La contrainte de la fibre supérieure : $\sigma_{sup} \geq$ σbt
- La contrainte de la fibre inférieure : $\sigma_{inf} \leq$ σbc

$$\sigma_{sup} = \frac{p}{B_n} + \frac{v}{I}(Pe_0 + M_g)$$

$$\sigma_{inf} = \frac{p}{B_n} - \frac{v'}{I}(Pe_0 + M_g)$$

Mg : moment due au poids propre de la poutre.

Application Numérique :

σ_{sup} =8.6-0.886P ≥-4.5 ⟶ P ≤ 14.77

σ_{inf} = -10.02+4.23P ≤ 24 ⟶ P ≤ 8.03

P = n x P0 Donc

Fibre supérieure : n ≤ 5.97

Fibre inférieure : n ≤ 3.25

Nous pouvons donc conserver le même nombre de câbles N=3 pour la section d'about.

VII.4.3. PRE- VERIFICATION DES CONTRAINTES

Pour faciliter les travaux de la mise en tension de la précontrainte on préconise de placer les trois câbles dans l'about, puis on fait la vérification des contraintes s'ils sont satisfaites ou non.

Cette vérification se fait à mi-travée selon les quatre phases suivantes :

- Phase 1 : après 7 jours de coulage de béton de la poutre, La mise en tension est faite à 50%, Les pertes sont estimées à 5 %.
- Phase 2 : après 28 jours, la mise en tension à 100 %, Les pertes sont estimées à 10 %.
- Phase 3 : après coulage de la dalle, ajout de poids propre de la dalle, Les pertes sont estimées à 15%.
- Phase 4 : en service, le moment se maximise et les pertes sont estimées à 25 %.

Les vérifications à faire sont : σbt2 ≤ σ_{inf} ≤ σbc et σbt1≤ σ_{sup} ≤ σbc

Tel que : $\sigma_{sup} = \frac{p}{B_n} + \frac{v}{I}(Pe_0 + M)$ et $\sigma_{inf} = \frac{p}{B_n} - \frac{v'}{I}(Pe_0 + M)$

La vérification des contraintes se fait en classe II

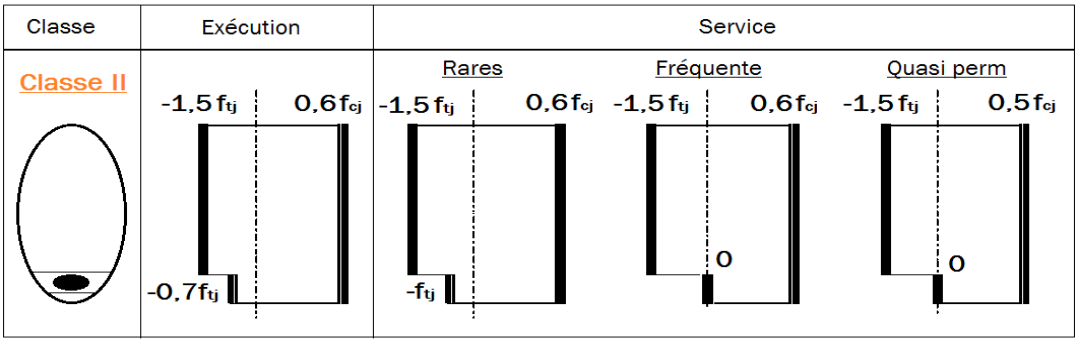


Figure VII-2:contraint admissible

Tableau VII-6: Caractéristiques de chaque phase de vérification des contraintes

Phase 01 : après 07 jours		Phase 02 : après 28 jours	
f_{c7}	26.49	f_{c28}	40.00
f_{t7}	2.19	f_{t28}	3.00
$\overline{\sigma bt2}$	-1.53	$\overline{\sigma bt2}$	-2.1
$\overline{\sigma bt1}$	-3.28	$\overline{\sigma bt1}$	-4.50
$\overline{\sigma bc}$	15.89	$\overline{\sigma bc}$	24.00
Δ P	5	Δ P	10
Phase 03 : après coulage de la dalle		Phase 04 : en service	
f_{c28}	40.00	f_{c28}	40.00
f_{t28}	3.00	f_{t28}	3.00
$\overline{\sigma bt2}$	-2.1	$\overline{\sigma bt2}$	-3.00
$\overline{\sigma bt1}$	-4.50	$\overline{\sigma bt1}$	-4.50
$\overline{\sigma bc}$	24.00	$\overline{\sigma bc}$	24.00
Δ P	15	Δ P	25

Les résultats de vérification des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VII-7 : Résultats de vérification des contraintes

Phase	e_0	M	P	σ_{sup}	σ_{inf}
	(m)	(MN.m)	(MN)	(MPa)	(MPa)
Phase 1	0.71	2.60	3.52	5.47	4.91
Phase 2	0.71	2.60	6.68	2.68	18.26
Phase 3	1.15	4.83693	6.31	1.96	11.29
Phase 4	1.15	8.29	5.56	6.81	-0.56

Les contraintes sont préalablement bien vérifiées pour les 4 phases.

VII.5. TRAÇAGE ET DISPOSITION DES CABLES DE PRECONTRAINTE

VII.5.1. Principe

Le tracé des câbles de précontrainte comporte des déviations dans le plan vertical et dans le plan horizontal.

La géométrie des câbles essentiellement paraboliques puisque les charges permanentes sont généralement uniformément ré- parties. Un alignement droit d'un mètre environ précède l'ancrage.

En section médiane, section la plus sollicitée, les câbles sont regroupés dans le talon à un excentrement maximum. La précontrainte se révèle surabondante, au fur et à mesure qu'on se rapproche de l'appui, ce qui conduit à relever les câbles progressivement pour ne pas créer de contraintes excessives en fibre inférieure tout en apportant une bonne réduction d'effort tranchant.

Les câbles de première famille sont généralement tous ancrés à l'about des poutres et de préférence à espacement constant de façon à bien répartir l'effort de précontrainte et ainsi limiter au mieux les effets de la diffusion. Ainsi que, la résultante des forces de précontrainte coïncide avec le centre de gravité de la section d'about.

VII.5.2. Disposition des câbles

- **Section médiane**

En section médiane, la section la plus sollicitée, les câbles sont regroupés dans le talon à un excentrement maximum selon l'un des dispositions montrées dans la figure ci-dessous. Le choix porte sur la dernière disposition. La distance à mi-travée entre deux câbles est fixée selon les recommandations du B.P.E.L.

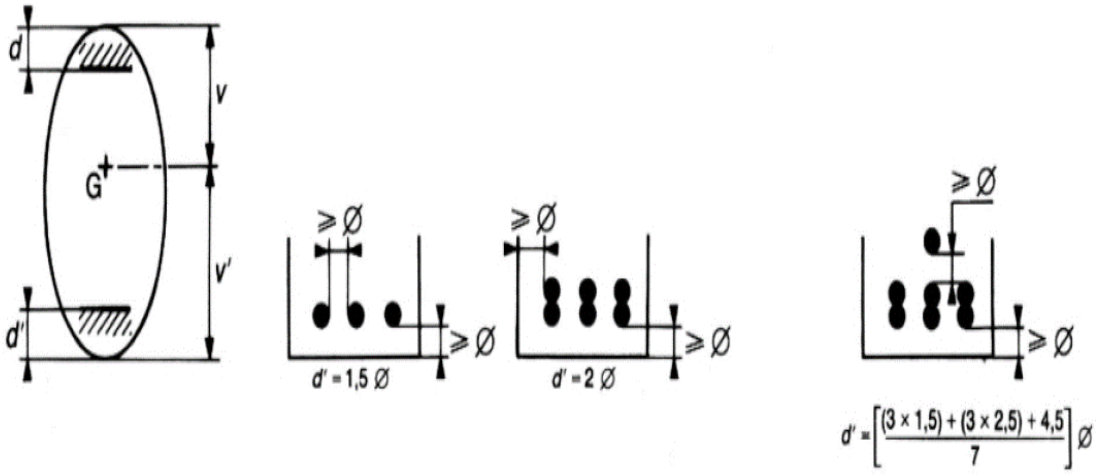
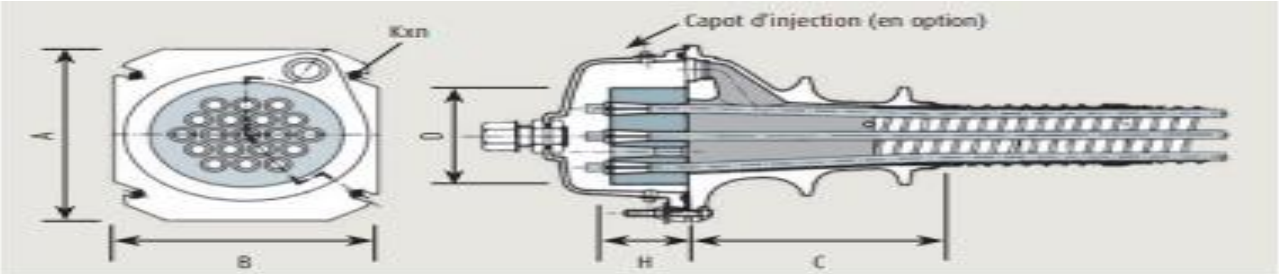


Figure VII-3: Disposition constructive des câbles de précontrainte

On a ϕ = 8cm (le diamètre de la gaine) alors on peut déposer deux câbles successifs ensuite on laisse un espace de 8cm et on met le 3eme câble.

- **Section d'about**

A l'extrémité de la poutre (section d'about), on respecte les conditions imposées par l'emplacement des plaques d'ancrage. La plaque d'ancrage adéquate pour un câble 12T15 est de dimensions A× B = 240 × 200 mm².



Unités	A (mm)	B (mm)	C (mm)	D (mm)	H (mm)	Kxn (mm)
3C15	150	110	120	85	50	M10x2
4C15	150	120	125	95	50	M10x2
7C15	180	150	186	110	55	M12x2
9C15	225	185	260	150	55	M12x4
12C15	240	200	165	150	65	M12x4
13C15	250	210	246	160	70	M12x4
19C15	300	250	256	185	80	M12x4
22C15	330	275	430	220	90	M12x4
25C15	360	300	400	230	95	M16x4
25CC15	350	290	360	220	95	M16x4
27C15	350	290	360	220	100	M16x4
31C15	385	320	346	230	105	M16x4
37C15	420	350	466	255	110	M16x4
55C15	510	420	516	300	145	M20x4

Figure VII-4: **Caractéristiques des plaques**

- **Disposition des plaques d'ancrages**

Donne par la figure suivante :

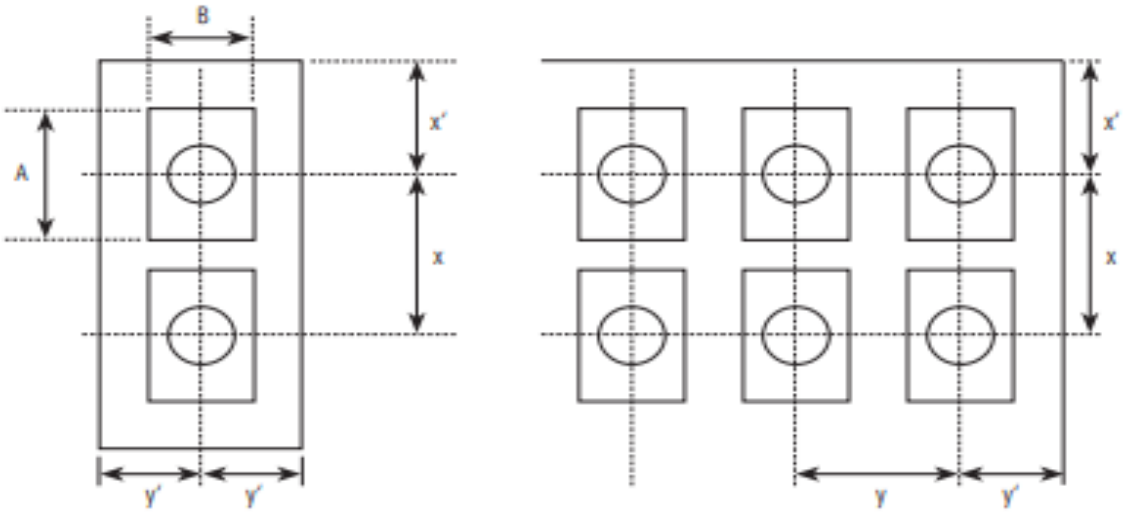


Figure VII-5: **Disposition des plaques d'ancrages**

Les câbles sont de préférence ancrés à l'about à espacement constant de façon à bien répartir l'effort de précontrainte et ainsi limiter au mieux les effets de la diffusion. Ainsi que la résultante des forces de précontrainte coïncide avec le CDG de la section d'about, et pour cela on doit respecter les conditions suivantes :

$$\begin{cases} X \geq A + 30 \text{ (mm)} \\ X \geq 0{,}85a \text{ (mm)} \end{cases}$$

- **a** : dépend de fc28 et le type de plaque d'ancrage
- **A** : dimension de plaque d'encrage

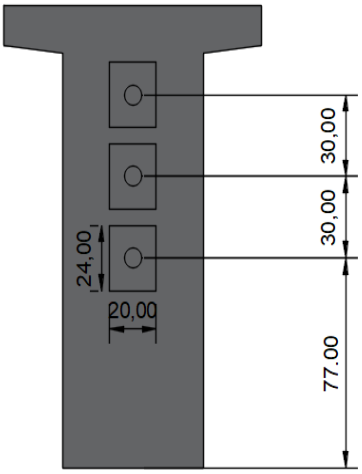
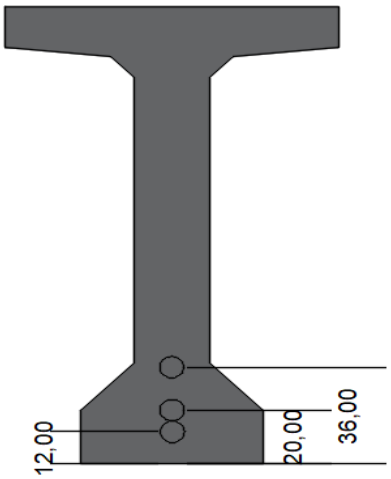
f_{c28} = 40 MPa→a = 342mm

→ X ≥ 0.85 × a →X ≥ 290.70 mm → X = 300 mm.

Distances a et b

	a = b (mm)		
	$f_{cm,o}$ (MPa)		
Unités	24	44	60
9C15	380	300	280
12C15	430	320	300
13C15	450	340	310
19C15	530	400	380
22C15	590	430	410
25C15	630	460	440

Tableau VII-8: Position des câbles

Câble	Yi(m)	Section d'about	Yi(m)	Section médiane
C1	0.77		0.12	
C2	1.07		0.20	
C3	1.37		0.36	

VII.5.3. Tracé des câbles

Les câbles présentent une géométrie principalement parabolique, car les charges permanentes sont généralement uniformément réparties (suivie le diagramme des moments).

- **Détermination de l'angle de relevage**

L'angle de relevage (x=0) est appliqué sur le câble sur une distance de 1 à 1.20 m à partir de son ancrage et peut être déterminé par la formule suivante :

$$\text{Arc sin}\left(\frac{\text{VM} - \overline{\text{V}}}{\text{P}}\right) \leq \alpha \leq \text{Arc sin}\left(\frac{\text{Vm} + \overline{\text{V}}}{\text{P}}\right)$$

Avec :

$\overline{\mathbf{V}}$: effort tranchant limite que peut supporter la section d'about ; $\overline{\text{V}} = \overline{\tau} \times \text{bn} \times 0.8\text{h}$.

$\overline{\boldsymbol{\tau}}$: contrainte tangentielle limité en état limite de service ;$\overline{\tau} = \sqrt{0{,}4 \times ftj \times (ftj + \sigma x)}$.

σx : contrainte normale au niveau de la fibre neutre ; $\sigma\text{x} = \frac{\text{P}}{\text{Bn}}$.

$\mathbf{B_n}$: surface nette de la section d'about + hourdis ; $Bn = B_{Brute} - n.B_{Gaine}$.

bn : largeur nette de la section d'about + hourdis ; $bn = \text{b0} - \text{nlit} \times 0.5\Phi$.

n : nombre de gaines par lit.

$\mathbf{b_0}$: largeur brute.

$\mathbf{B_{Gaine}}$: surface de la gaine.

Φ : diamètre de la gaine.

Tableau VII-9: Récapitulatif de calcul de l'angle de relevage

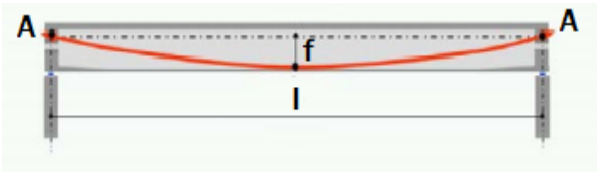
bn(m)	B_n (m2)	P(MN)	σx(MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\bar{V}$ (MN)
0.52	1.67	5.56	3.33	2.76	2.29

$$-12.68 \leq \alpha \leq 32.22$$

- **Rayon de courbure :** On admet qu'il est égal à : $\frac{1}{R} \cong 8 \times \frac{f}{L^2}$

f : est la flèche maximale (mesurée à mi- longueur) entre la parabole et la corde qui relie les deux extrémités de la parabole.

l : est la longueur de la parabole (L = 34 m)



- **L'angle de déviation β**

Sur une longueur l peut être calculé par :

$$\beta(l) = 4 \times \frac{f}{L}$$

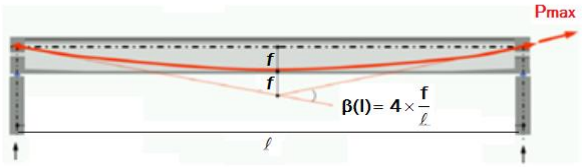


Tableau VII-10: Résultats de calcul de α, F, R, β.

N° câble	l (m)	α_{rel} (°)	Yi (m)			f (m)	R (m)	β(l) rad
			x=0	x=1	x=18			
C1	34	4.02	0.77	0.70	0.12	0.58	249.26	0.068
C2	34	5.38	1.07	0.98	0.2	0.78	186.25	0.091
C3	34	6.25	1.37	1.26	0.36	0.90	160.47	0.106

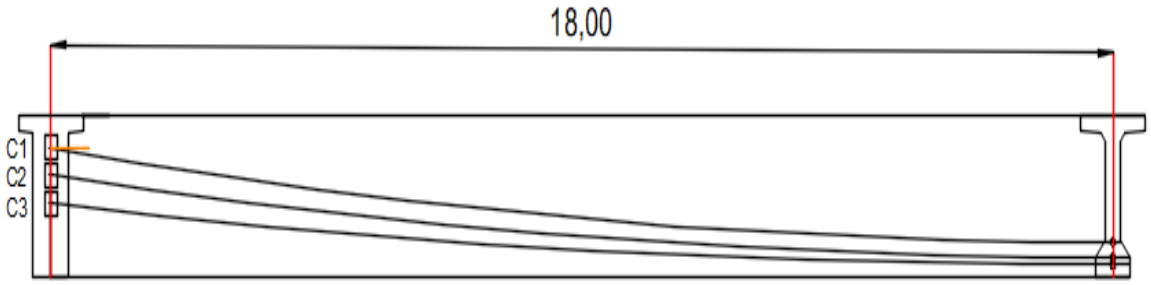


Figure VII-6: Trajectoire des câbles

VII.6. CALCUL DES PERTES

D'une façon générale, on désigne sous le nom « perte de tension » ou « perte de précontrainte » toute différence entre l'effort exercé lors de sa mise en tension et l'effort qui s'exerce en un point donner d'une armature à un instant donné. En post tension, l'effort de précontrainte varie à la fois.

Dans l'espace, avec l 'abscisse le long du câble, du fait de fortement.

Dans le temps, à cause du retrait et du fluage du béton et de la relaxation des aciers.

types de pertes :

Les pertes de tension se divisent en deux groupes :

- Les pertes de tension instantanées :se produisant lors de la mise en tension des câbles de précontrainte.
- Pertes de tension différées :se produisant dans un temps plus au moins long après la mise en tension.

VII.6.1. Les Pertes De Tension Instantanées

VII.6.1.1. Pertes Par Frottement

Ce type de perte se produit par fortement des câbles sur la gaine lors de la mise en tension.

Le tension appliquée σpo à l'origine diminue e entre le point d'application et un point donné d'abscisse «x » .il est estimé par la formule suivante :

$$\sigma p(x) = \sigma p0 \times e^{[-(f\times\beta+\phi\times x)]}$$

σ_{p0} : la tension à l'origine ;

e : la base des logarithmes népériens ;

f : coefficient de frottement en courbe (rd^{-1}) ;

β : somme des déviations angulaires arithmétiques du câble sur la distance x (rd) ;

φ : coefficient de frottement en ligne (m^{-1})

x : la distance de la section considérée (m).

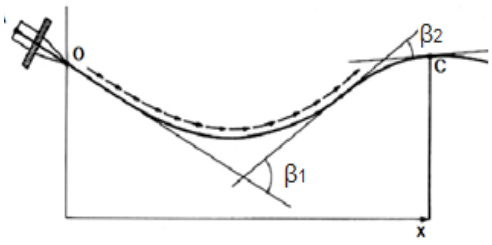


Figure VII-7: Pertes par frottement

Les Coefficients de frottement sont donnés par le tableau ci-dessus :

Tableau VII-11: Les Coefficients de frottement

Tableau 4 – Valeurs moyennes des coefficients *f* et φ				
Cas	Nature des armatures	*f*		φ
		$3 \leqslant R \leqslant 6$ (m)	$R \geqslant 6$ (m)	(m^{-1})
I Câbles ne traversant pas de joints ou surfaces de reprise	Fils tréfilés ronds et lisses	$\frac{22 - R}{100}$	0,16	0,002
	Torons	$\frac{24 - R}{100}$	0,18	
II Câbles traversant de nombreux joints ou reprises de bétonnage	Fils tréfilés ronds et lisses	$\frac{24 - R}{100}$	0,18	0,003
	Torons	$\frac{26 - R}{100}$	0,20	

Tableau VII-12: Les résultats de calcul des pertes due au frottement

N° câble	x=l/2(m)	β (rad)	fβ+ φx	$\Delta\sigma_{\varphi}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{\varphi Moy}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{Moy}$ (%)
C1	18	0.068	0.048	70.13	75.29	5.06
C2	18	0.091	0.052	76.00		
C3	18	0.106	0.055	79.73		

VII.6.1.2. Pertes Par Recul De L'ancrage

Cette perte de tension résulte du glissement de l'armature par rapport à son ancrage, du tassement ou de la déformation de l'ancrage. Son influence diminue à partir de l'ancrage jusqu'à s'annuler à une distance « d » à partir de laquelle la tension demeure inchangée.

Les pertes dues au recul d'ancrage sont calculées par la formule suivante :

$$\sigma p(x) = 2 \times \sigma p0 \times K(d - x)$$

d : longueur sur laquelle s'effectue le recul d'ancrage $d = \sqrt{\frac{Epg}{\sigma p0k}}$

Tel que :

k : constant : $k = f \times \frac{\beta}{\ell} + \phi$

g : intensité de recul d'ancrage (g = 6 mm).

Ep : module de déformation longitudinale de l'acier. Ep = 190000 MPa

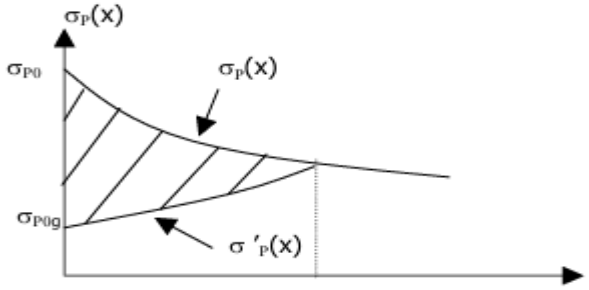


Figure VII-8: Pertes par recul de l'ancrage

Remarque

Les pertes par recul d'ancrage sont nulles dans la section (X=L/2) parce que : d < x=L/2 dans les trois câbles.

Tableau VII-13: Valeurs des pertes dues au recul d'ancrage

N° câble	l (m)	k (m^{-1})	d (m)	$\Delta\sigma_{g(l/2)}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{g\,(0)}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{g\,(0)}$ (%)
C1	18	0.0027	16.90	0	134.90	9.06
C2	18	0.0029	16.22	0	140.58	9.44
C3	18	0.0031	15.82	0	144.08	9.68

VII.6.1.3. Perte De Tension Par Déformations Instantanées Du Béton

La perte de tension qui résulte des déformations instantanées du béton dues à l'action des armatures de précontrainte et aux autres actions permanentes peut être assimilée à une perte moyenne affectant chacune des armatures et égale, dans une section donnée par :

$$\sigma e = \frac{1}{2}\frac{EP}{Eij}\sigma bi$$

σ_{bj} : contrainte parabole du béton, $\sigma bi = \frac{P}{B} + \frac{P \times e^2}{IG} - \frac{Mp \times e}{IG}$.

P : effort de précontrainte, $P = n \times A_P\,(\sigma_{p0} - \Delta\sigma_{\varphi\ Moy})$.

A_p : section du câble de précontrainte.

E_P : module d'élasticité de l'acier.

E_{ij} : module de déformation longitudinale instantanée du béton.

e : excentricité moyenne des câbles.

M_p : moment du au poids propre de la poutre.

I_G : moment d'inertie de section médiane seule.

Tableau VII-14: Les résultats de calcul des pertes dues au raccourcissement instantané du béton

Mg (MN.m)	Eij	e(m)	B(m2)	IGm4	P(MN)	σbi (MPa)	Δσe (MPa)	Δσe (%)
2.60	37619.5	0.69	0.68	0.24	7.02	42.77	16.94	2.87

VII.6.2. Pertes De Tension Différées

Ce sont les pertes qui apparaissent progressivement dans le temps, par les effets du retrait et du fluage du béton ainsi que la relaxation des aciers.

VII.6.2.1. Pertes Par Retrait

Les câbles, liés au béton à leurs extrémités par les ancrages, et tout au long de leur tracé par le coulis d'injection, sont astreints à subir les mêmes variations de déformations que le béton adjacent. Si t0 est l'âge du béton au moment de la mise en tension d'un câble, la partie non encore effectuée du retrait vaut ξr (1 – r (t)).

Avec :

ξr : retrait final, $\varepsilon\mathbf{r} = 3 \times 10^{-4}$

r (t) : loi d'évolution de retrait en fonction de temps

La perte finale par retrait est :

$$\Delta\sigma\, r \approx Ep \times \xi r$$

Le résultat est résumé dans le tableau ci-dessous :

Tableau VII-15:résultat de calcule

Δσ r (Mpa)	57
Δσ r%	3.83

VII.6.2.2. Pertes Par Fluage

Lorsqu'une pièce est soumise, à partir de sa mise en précontrainte, à des actions permanentes subissant des variations dans le temps, la perte finale de tension due au fluage du béton est prise égale à :

$$\Delta\sigma\, fl = 2.5 \times \sigma b \times \frac{Ep}{Eij}$$

$\sigma_b = \frac{P}{B} + \frac{P \times e^2}{I} + \frac{M_P \times e}{I}$ Avec :

P = nP0 (1 – Δσ totale (%))

σ_b: contrainte finale dans le béton au niveau du câble.

Mp : moment sous les charge permanentes G.

La section considéré est la section médiane (poutre + dalle).

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VII-16 Les résultats de calcul des pertes dues au fluage du béton

Mp (MN.m)	P (MN)	B (m2)	e (m)	σb (MPa)	Δσfl(MPa)	Δσfl (%)
5.60	5.56	1.2613	1.12	5.78	72.79	4.90

VII.6.2.3. Pertes par relaxation

La relaxation de l'acier est un relâchement de la tension, cette perte dépend de l'acier et de son traitement.

La formule simplifiée donnée par le BPEL est la suivante :

$$\Delta\sigma\,\rho = \frac{6}{100} \times\ \rho 1\,000\ \left(\frac{\sigma i}{fprg} - \mu 0\right) \times \sigma i$$

Avec :

$\rho_{1\,000}$ **(%)** : relaxation garantie à 1 000 h

μ_0 : coefficient valant 0,43 pour les armatures à très basse relaxation.

Tableau VII-17: Valeurs des pertes par relaxation

Δσρ (MPa)	62.99
Δσρ (%)	4.23

VII.6.3. Pertes totales

Pertes instantanées totales : $\Delta\sigma i = \Delta\sigma\varphi + \Delta\sigma g + \Delta\sigma e = 118.06$ MPa = 7.93 %.

Pertes différées totales : $\Delta\sigma d = \Delta\sigma r + \Delta\sigma fl + 5\ 6\ \Delta\sigma\rho = 182.46$ MPa = 12.26 %.

Pertes totales : $\Delta\sigma_{TOT} = \Delta\sigma i + \Delta\sigma d = 218.52$ MPa = 20.20 %.

On constate que le pourcentage des pertes max a pour valeur 20.20 %. Ces pertes ne dépassent pas l'estimation initiale qui était de 25 %. Donc le nombre du câble reste vérifié (3 câbles de 12T15).

VII.7. JUSTIFICATION DES POUTRES

VII.7.1. Sections De Vérification

En considérant 3 sections x = L/4, x = 3L/8, x = L/2 pour la vérification des contraintes normales, et une section au niveau de l'appui (x = 0.5) pour la vérification des contraintes.

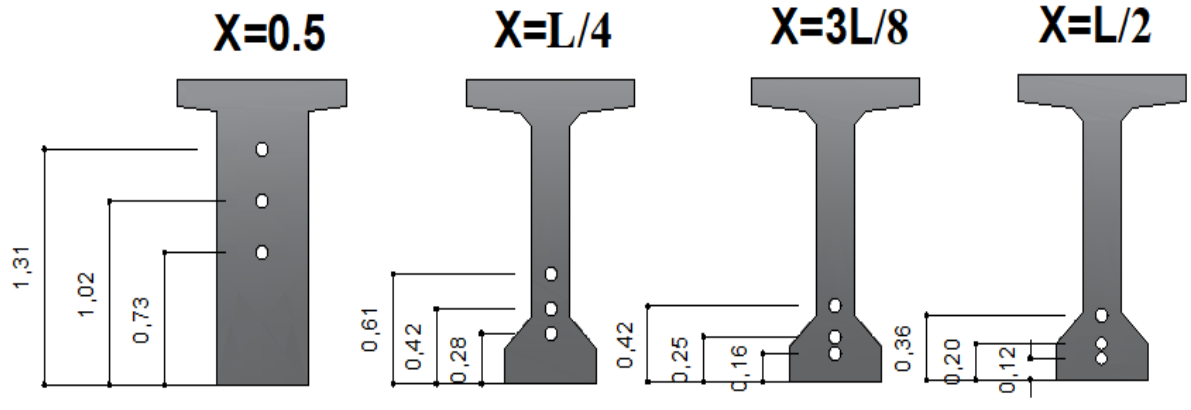


Figure VII-9: Sections de vérification

Tableau VII-18 Les Caractéristiques des sections de vérification

Section	x=0,5		x=L/4		x=3L/8		x=L/2	
	Poutre seule	Poutre + Dalle	Poutre seule	Poutre + Dalle	Poutre seule	Poutre + Dalle	Poutre seule	Poutre + Dalle
H (m)	1,70	2,00	1,70	2,00	1,70	2,00	1,70	2,00
Bnette (m2)	1,09	1,67	0,661	1,246	0,661	1,246	0,66	1,25
vn (m)	0,795	0,764	0,774	0,640	0,771	0,639	0,769	0,638
v'n (m)	0,905	1,236	0,926	1,360	0,929	1,362	0,931	1,362
InG (m4)	0,289	0,633	0,234	0,503	0,231	0,498	0,230	0,497
ρ (%)	37,01	40,11	49,26	46,35	48,75	46,00	48,53	45,86

VII.7.2. Limitation Des Contraintes

On regroupe les contraintes limites dans le tableau suivant :

Tableau VII-19: Limitation des contraintes

Les contraintes admissibles	j = 7 jours	j ≥ 28 jours	Unité	Cas
$\overline{\sigma_{bc}}$	15.89	24	MPa	Exécution/Q.Rares/Q. Fréquente
$\overline{\sigma_{bt1}}$	-3.28	-4.5	MPa	/
$\overline{\sigma_{bt2}}$	-1.53	-2.1	MPa	Exécution
$\overline{\sigma_{bt2}}$	-2.19	-3	MPa	Q. Rares

VII.7.3. JUSTIFICATION DE LA POUTRE A L'ELS

VII.7.3.1. Effort De Précontrainte

Pour les justifications aux ELS, la précontrainte est représentée par deux valeurs caractéristiques :

- Valeur caractéristique maximale : P2 = 1.02 P0 – 0.8 ΔP.
- Valeur caractéristique minimale : P2 = 0.98 P0 – 1.2 ΔP.

Avec : ΔP : les pertes de tension de chaque phase.

Pour P0 = 2,38 MN, les résultats obtenus sont mentionnés dans le tableau suivant **:**

Tableau VII-20: Caractéristiques des quatre phases de vérification

	N câbles	Mt (%)	ΔP (%)	P1(MN)	P2(MN)	dx=0,5 (m)	dx=L/4 (m)	dx=3L/8 (m)	dx=L/2 (m)
Phase 1	3	50	3,97	3,67	3,46	1,02	0,44	0,28	0,24
Phase 2	3	100	7,93	7,10	6,56	1,02	0,44	0,28	0,24
Phase 3	3	100	14,07	6,73	6,02	1,02	0,44	0,28	0,24
Phase 4	3	100	20,20	6,37	5,47	1,02	0,44	0,28	0,24

VII.7.3.2. Justification des contraintes normales :

On vérifie que :

$\overline{\sigma_{bt2}} \leq \sigma_{inf} \leq \overline{\sigma_{bc}}$ et $\overline{\sigma_{bt1}} \leq \sigma_{sup} \leq \overline{\sigma_{bc}}$ avec : $\sigma(y)=\frac{Pi}{B}+\frac{Pi\times e_0+M}{I}y$

Pi : la valeur caractéristique de la précontrainte.

y : les distances de son centre de gravité aux fibres extrêmes.

e_0 : excentricité du câble de précontrainte moyen.

M : moment extérieur.

Les résultats de calcul et de vérification sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VII-21: Les valeurs de la contrainte normale à l'ELS de phase 01 et 02

Phase		Phase 1				Phase 2			
		x=0,5	**x=L/4**	**x=3L/8**	**x=L/2**	**x=0,5**	**x=L/4**	**x=3L/8**	**x=L/2**
e (m)		-0,12	0,49	0,65	0,69	-0,12	0,49	0,65	0,69
M_{Els}		0,00	1,91	2,42	2,60	0,00	1,91	2,42	2,60
P1 (MN)		3,67	3,67	3,67	3,67	7,10	7,10	7,10	7,10
P2 (MN)		3,46	3,46	3,46	3,46	6,56	6,56	6,56	6,56
σMax (MPa)	σsup	4,57	5,95	5,68	5,77	8,85	5,58	3,42	3,02
	σinf	2,01	5,06	8,59	5,28	3,89	16,89	19,55	23,45

σMin (MPa)	σsup	4,31	5,97	5,81	5,93	8,19	5,64	3,77	3,45
	σinf	1,90	4,34	7,73	4,38	3,60	15,06	17,35	21,16

Tableau VII-22: Les valeurs de la contrainte normale à l'ELS de phase 03 et 04

Phase		Phase 3				Phase 4			
		x=0,5	**x=L/4**	**x=3L/8**	**x=L/2**	**x=0,5**	**x=L/4**	**x=3L/8**	**x=L/2**
e (m)		0,21	0,92	1,08	1,12	0,21	0,92	1,08	1,12
M_{Els}		0,00	3,56	4,52	4,83	0,00	6,12	7,75	8,29
P1 (MN)		6,73	6,73	6,73	6,73	6,37	6,37	6,37	6,37
P2 (MN)		6,02	6,02	6,02	6,02	5,47	5,47	5,47	5,47
σMax (MPa)	σsup	2,31	2,03	1,86	1,91	2,18	5,43	6,21	6,58
	σinf	6,81	12,56	12,96	12,86	6,44	4,43	2,76	1,96
σMin (MPa)	σsup	2,06	5,16	5,68	2,37	4,87	8,98	9,73	7,16
	σinf	6,09	10,20	10,28	10,09	5,54	1,48	-0,61	-1,51

VII.7.3.3. Justification Des Contraintes Tangentielles

Le but de cette justification est de vérifier que les effets d'un effort tranchant s'accumulant avec les effets de moment fléchissant et de l'effort normale n'affectent pas la sécurité de l'ouvrage. Donc on vérifie les inégalités suivantes :

- Non-rupture par fissuration :

$$\tau < \overline{\tau_1} = 0.4 \times ftj \times (ftj + \sigma x)$$

- Rupture par compression-cisaillement :

$$\tau < \overline{\tau} = 2 \times \frac{ftj}{fcj} \times (0.6 \times fcj - \sigma x) \times (ftj + \sigma x)$$

Avec :

τ : Contrainte tangentielle ; $\tau = \frac{Vred \times Sn}{In \times bn}$.

σx : Contrainte normale ; $\sigma x = \frac{P}{Bn}$.

Bn : Surface nette de la section considérée.

P : Effort de précontrainte ; $P = \sum Pi \times \cos \alpha i$.

Vred : effort tranchant réduit ; $Vred = Vser - \sum Pi \times \sin \alpha i$.

Sn : Moment statique nette par rapport à l'axe horizontal passant par le centre de gravité de la section située au-dessus de l'axe neutre.

In : Moment d'inertie net de la section

bn : largeur nette de la section.

Si σx<0.4× fcj on a : $\overline{\tau_1} < \overline{\tau_2}$, on devra alors vérifier uniquement que $\tau < \overline{\tau_1}$

Les résultats obtenus sont mentionnés dans les tableaux ci-dessous :

Tableau VII-23: Effort de précontrainte

	α_i (°)	$P_i \cos \alpha$	$P_i \sin \alpha$
P1	4,02	1,97	0,14
P2	5,38	1,96	0,18
P3	6,25	1,96	0,21
SOMME		5,90	0,54

Tableau VII-24: Contrainte tangentielle « τ ».

Bn(m²)	σx(MPa)	τ1(MPa)	Vser (MN)	Vred (MN)	Sn(m³)	In (m4)	bn (m)	τ(MPa)
1,67	3,53	2,80	1,07	0,53	0,51	0,63	0,52	0,83

On constate que $\tau = 0.83 < \tau = 2.80$ MPa, donc les contraintes tangentielles sont bien vérifiées.

VII.7.3.4. Armature Longitudinale Des Zones Tendues

Dans les parties de la section où le béton est tendu, il est nécessaire de disposer une section d'armatures minimale As égale à :

$$As = \frac{Bt}{1000} + \left(\frac{NBt}{fe} \times \frac{ftj}{\sigma bt}\right)$$

Avec :

$\mathbf{B_t}$: Aire du béton tendu.

$\mathbf{N_{Bt}}$: Effort résultant équivalent aux conditions de traction exercés sur Bt

σbt:Valeur absolue de la contrainte maximale de traction.

Les résultats obtenus sont mentionnés ci-dessous :

Tableau VII-25 : Paramètres de calcul des armatures longitudinales des zones tendues

B_t	0,1694m^2
N_{Bt}	0,1279MPa
σbt	1,51 MN

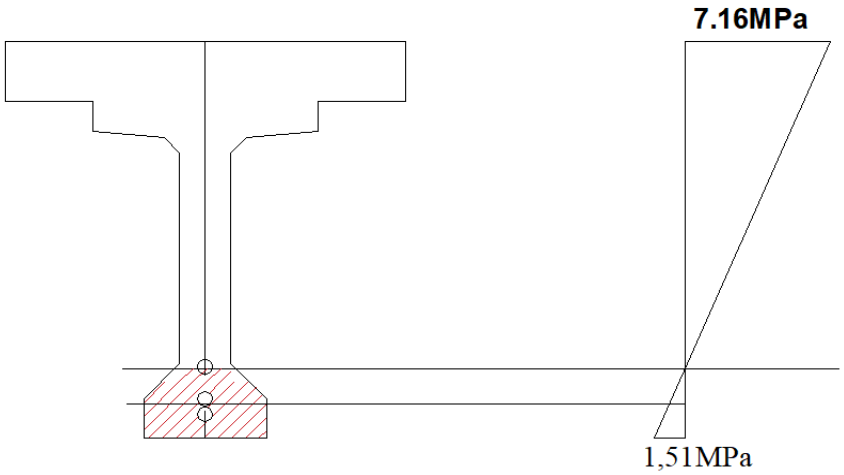


Figure VII-10: Diagramme des contraintes à mi travée

On aura **As = 6,78 cm2** ; donc on prend **4HA16.**

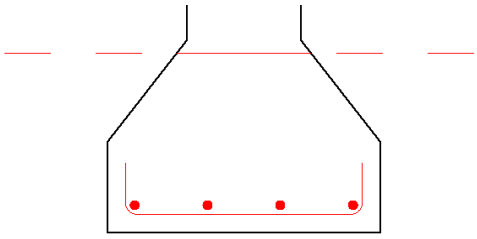


Figure VII-11: Armature longitudinale

VII.8. JUSTIFICATION DE LA POUTRE A L'ELU

Les justifications des éléments d'une poutre vis-à-vis de l'état-limite ultime comportent la vérification, d'une part, de la résistance des armatures transversale et, d'autre part, celle des bielles comprimées.

VII.8.1. Vérification A La Non Rupture Des Armatures Transversales

➢ La première étape :

On détermine d'abord l'angle βu que forment les bielles de béton avec la fibre moyenne de la poutre, cet angle est donné par :

$$tg\,(2\beta u) = \frac{2\tau u}{\sigma x - \sigma y} \quad , \text{avec } \beta u \geq 30°$$

σx, σy: représentent les contraintes normales au niveau de CDG

τu: contrainte tangentielle ultime réduite, ; $\boldsymbol{\tau} = \frac{Vred \times Sn}{In \times bn}$

Vred : est l'effort tranchant réduit maximal à l'ELU dans la section considérée.

Tableau VII-26: Détermination de l'angle (βu).

Bn(m²)	σx(MPa)	τu(MPa)	Vu (MN)	Vred (MN)	Sn(m³)	In (m4)	bn (m)	βu
1,67	3,53	1,41	1,45	0,91	0,51	0,63	0,52	30°

➢ La deuxième étape :

consiste à déterminer la section des armatures transversale At, donnée

par :

$$\frac{At \times fe}{bn \times St \times \gamma s} \geq [\ \tau u - \frac{ft28}{3}\ ] \times tg\ \beta u$$

γs=1.15 ⟶ $\frac{\boldsymbol{At}}{\boldsymbol{St}} = 2{,}85$ cm

St : L'espacement des armatures tel que : St<Min (1m ; 0.8h ; 3b0)⟶St<75cm

b0 : épaisseur brute minimale de l'âme.

fe : Limite d'élasticité de l'acier.

- **Le pourcentage minimum a disposé**

Le pourcentage minimum à disposer est donné par l'équation :

$$\frac{At}{St} \geq 0{,}6 \frac{bn \times \gamma s}{fe}$$

Donc $\frac{\boldsymbol{At}}{\boldsymbol{St}} = 7{,}17$ cm

On prend un cadre de HA12 avec un espacement de 15 cm sur l'appui et 25 cm à mi travée.

VII.8.2. . Vérification Au Non Ecrasement Des Bielles De Béton

La justification concernant le béton consiste à vérifier que la contrainte de compression des bielles de béton demeure inférieure à la contrainte ultime du béton.

Cette vérification se traduit par le fait que la contrainte de cisaillement :

$$\boldsymbol{\tau}\ u = 1.41\ \text{MPa} \leq \frac{fc28}{6} = 6.67\ \text{MPa}$$ (c'est vérifier)

VII.8.3. Les armatures de peau

- **Armature transversale**

Dans le sens transversal, la section minimale à mettre en place est de 2 cm2 par mètre de parement mesuré perpendiculairement à leur direction. On disposera d'un cadre HA12/ml (As = 2,26 cm2), Avec un espacement de 20 cm.

- **Armatures longitudinales de peau**

Ces armatures limitent la fissuration du béton avant l'application de la force de précontrainte. La section de l'armature de peau est donnée par la relation suivante :

$$As \geq \begin{cases} 3cm2/\,ml \times périmetre\ de\ la\ poutre = 17.819\ \text{cm}^2 \\ 0.1\ \%\ section\ nette\ de\ la\ poutre = 6.424\ \text{cm}^2 \end{cases}$$

Nous avons choisi des barres HA12, espacées de 20 cm, réparties sur le périmètre de la poutre.

- **Cadres de talon**

Ces cadres sont destinés à assurer la couture du talon sur l'âme et doivent être efficaces, donc ancrées, au niveau de la jonction âme-talon ce qui peut être obtenu en croisant les aciers dans l'âme. On choisit un cadre HA12.

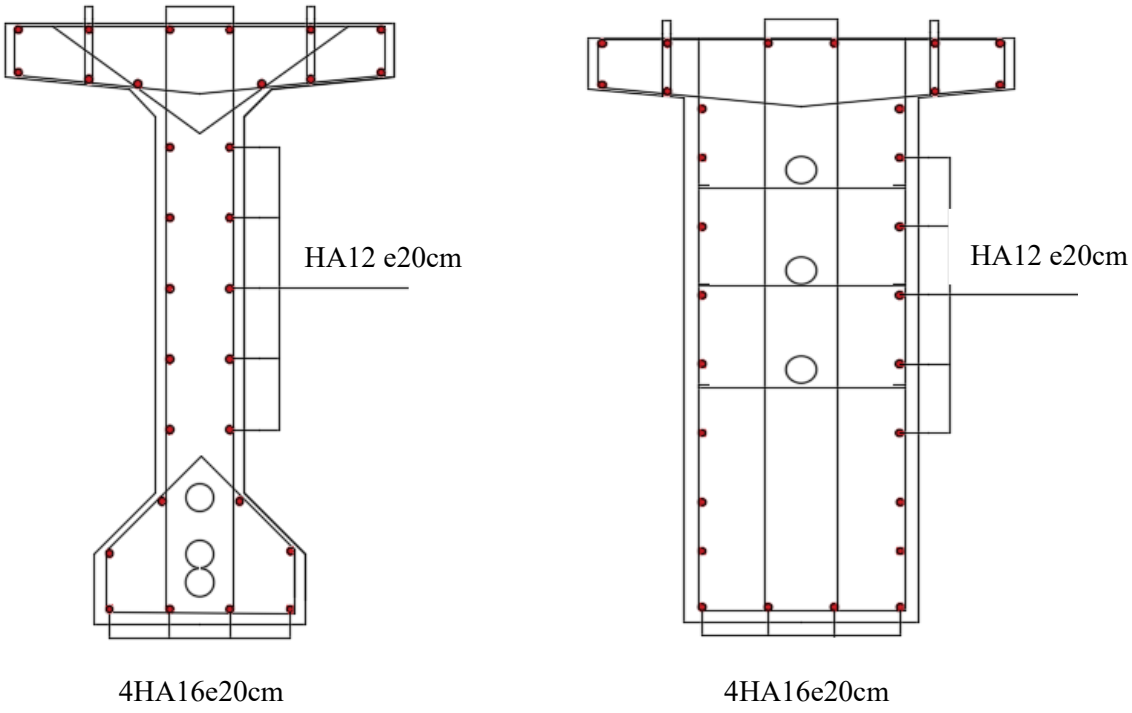


Figure VII-12:Ferraillage de la poutre.

VII.9. CONCLUSION :

Dans ce chapitre, nous avons effectué une étude de la précontrainte par poste tension, en présentant les différentes vérifications qui correspondent aux pertes de charges, avec un ferraillage de la poutre.

CHAPITRE VIII :
ETUDE DE TABLIER

VIII.1. INTRODUCTION

Le tablier est la partie la plus importante de tout pont, quelle que soit sa forme, car c'est lui qui porte la circulation. Il est formé d'une dalle, une surface plane qui a pour rôle principal de transmettre les charges du pont vers les poutres.

Dans ce chapitre, on va d'abord vérifier la flèche et la contre-flèche. Ensuite, on passera au ferraillage : d'abord le ferraillage transversal et longitudinal de l'hourdis, puis celui de l'entretoise.

VIII.2. FLECHES ET CONTRE FLECHES

Les flèches sont comptées positivement vers le bas et négativement vers le haut (contre flèche). On utilise Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019 pour la détermination des différentes flèches.

VIII.2.1. Flèche due au poids propre du tablier G

La flèche max due au poids propre est donnée par la combinaison G.

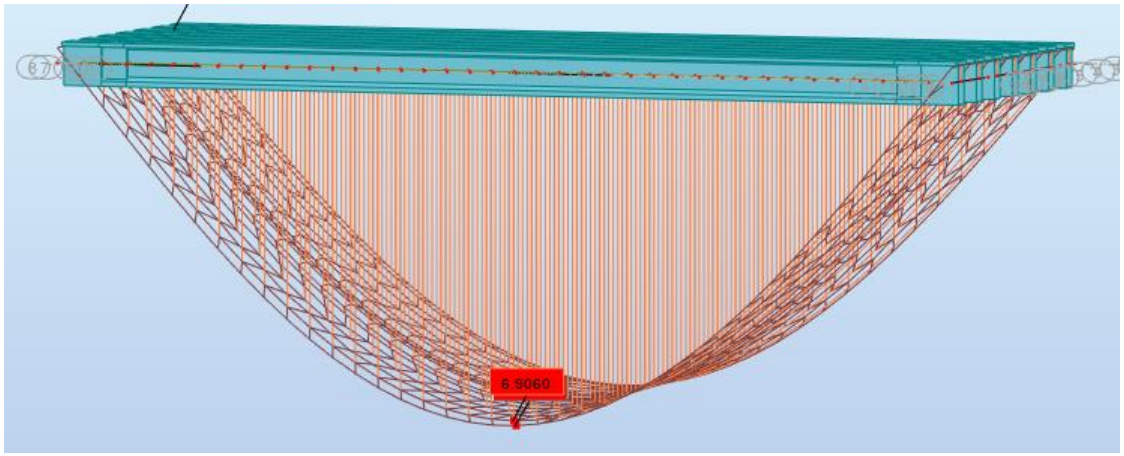


Figure VIII-1: Flèche max de la poutre due à poids propre (G).

D'après ce diagramme on constate que la flèche maximale de la poutre due au poids propre est égale à 6.906 cm.

$$f_G = 6.906\text{cm}$$

VIII.2.2. Flèche Due Au Poids Propre De La Poutre

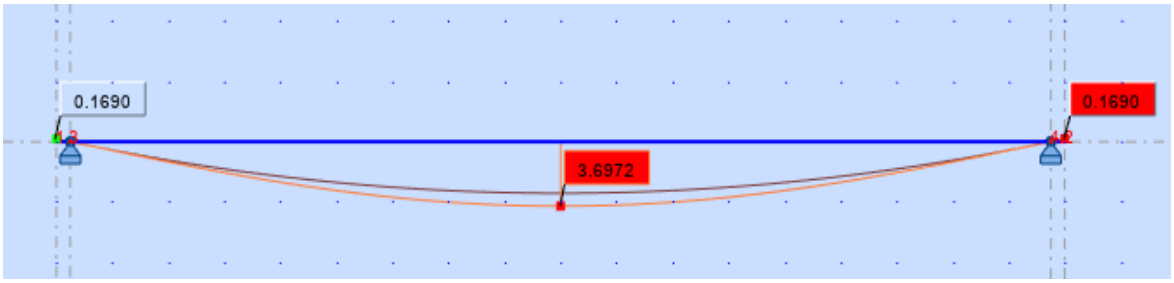


Figure VIII-2: Flèche due au poids propre du poutre

D'après ce diagramme on constate que la flèche due au poids propre du poutre seul est égale à 3.6972 cm.

$$f_{pG} = 3.6972\text{cm}$$

VIII.2.3. Contre Flèche De Précontrainte

Données de calcul :

$P_{Câble\ moy} = 7.1$ MN (mise en tension a 100 %)

$e_0 = -12$ cm pour x=0 ; $e_1 = 69$ cm pour x=18m

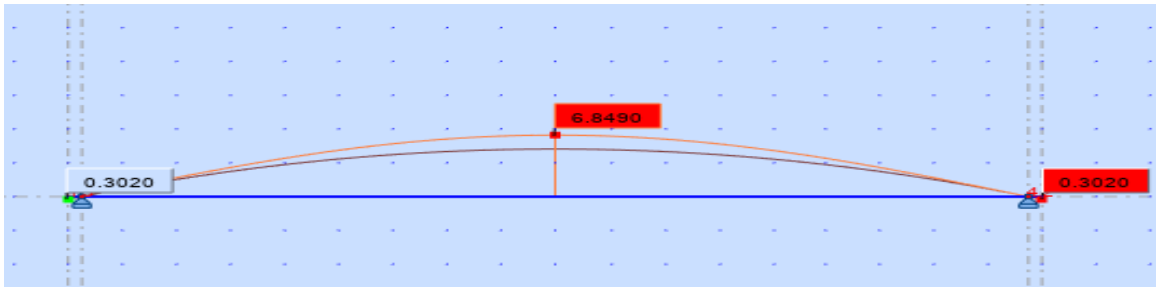


Figure VIII-3: Contre Flèche de Précontrainte

On constate que la contre flèche maximale de la poutre due la mise en tension des câbles de précontraintes (la mise en tension à 100 % pour les trois câbles) est égale à 6.849 cm.

$$f_p = -6.849\text{cm}$$

VIII.2.4. Flèche De Construction

La contre flèche de précontrainte est nettement supérieure à la flèche du poids propre de la Poutre. Pour remédier à ce problème, on adopte pour le fond du coffrage une flèche dite flèche de construction vers le bas dont la valeur est :

$$f_c = \frac{3}{4}(|f_p| - f_{pG})$$

AN: $$f_c = \mathbf{2.364}\text{cm}$$

VIII.2.5. Flèche maximal à ELS

La flèche maximale à l'ELS est donnée par la combinaison de calcul : G + D240

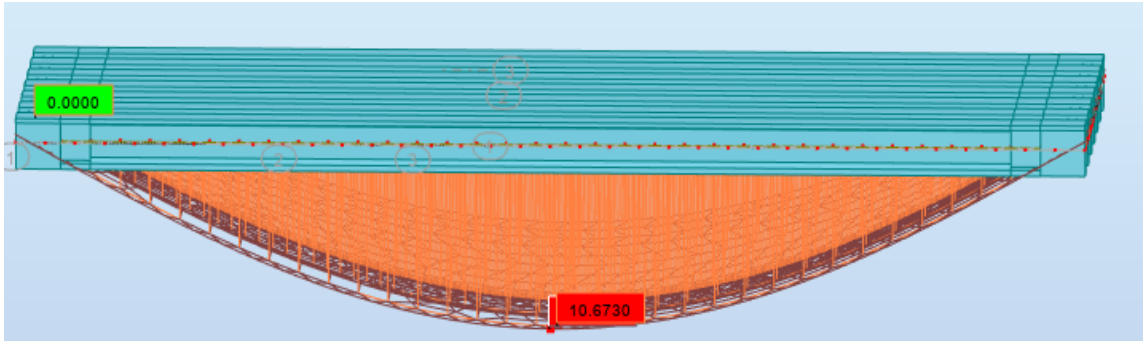


Figure VIII-4 Flèche maximal à ELS

D'après le diagramme ci-dessus on constate que la flache maximale de la poutre à ELS est égale à 10.673 cm.

VIII.2.6. Flèche Totale

La flèche totale maximale est donnée par les sommes des différentes flèches déjà calculées

En service en charge : $f_{TOT\,C} = f_{ELS} + f_p + f_c = 6.18$cm.

VIII.2.7. VERIFICATION DE LA FLECHE

Suivant les règles BAEL la flèche admissible est de considérée $\frac{L}{500}$

L: est la portée de la travée considérée.

AN f_{ADMI}**= 7cm**

Donc on conclut que la condition de la flèche limite à l'ELS est vérifiée.

VIII.3. ETUDE DE LENTRETOISE

VIII.3.1. Principe De Ferraillage Des Entretoises

Les entretoises ont pour rôle d'encastrer les poutres à la torsion et de raidir transversalement le platelage. Leur ferraillage doit bien entendu être capable de reprendre les efforts qui s'y développent sous l'action des charges d'exploitation ou sous l'effet d'un vérinage du tablier, comme lors d'un changement des appareils d'appui.

Les entretoises d'appui ont un comportement différent selon qu'elles prennent appui sur les appareils d'appui situés sous les poutres, dans la situation de fonctionnement normal de la structure, ou, au contraire, qu'elles reposent sur des vérins placés sous les entretoises dans des situations transitoires mais prévisibles.

Dans le premier cas, les réactions d'appui sont directement transmises à l'appui, ce qui n'engendre aucun effort dans les entretoises. Le ferraillage nécessaire est donc peu important.

Dans le second cas, les réactions d'appui transitent par les entretoises et développent par conséquent des efforts importants. Les efforts sollicitant les entretoises dépendent de la position des vérins par rapport à l'axe des poutres. Il apparaît donc clairement la nécessité de prévoir l'emplacement des vérins (positionnement, dés d'appuis, frettage), pour éviter le développement d'efforts imprévus au moment du vérinage du tablier.

VIII.3.2. Position Des Vérins

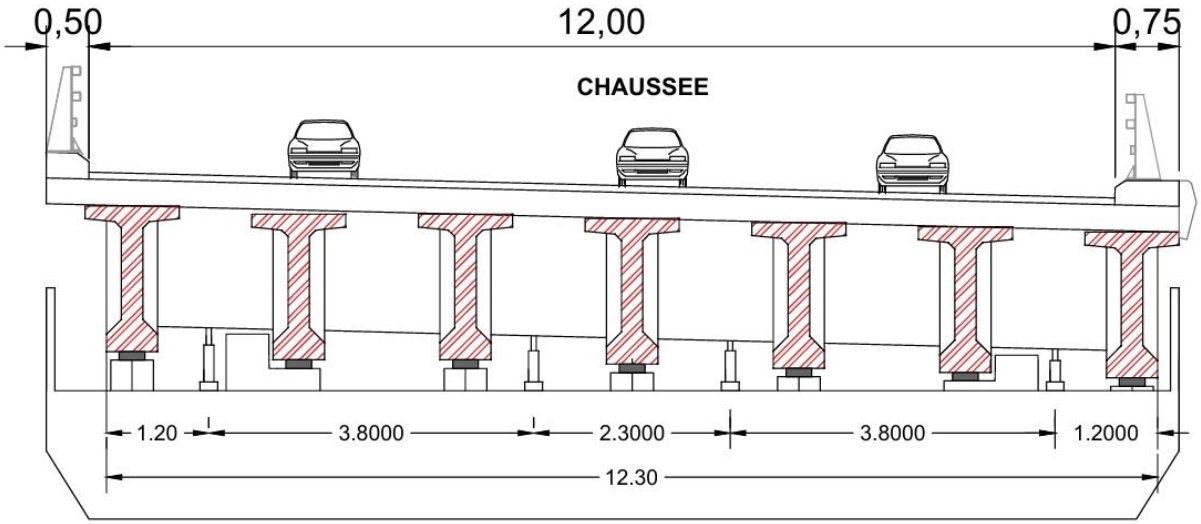


Figure VIII-5: Position des vérins

VIII.3.3. Evaluation des efforts

L'entretoise sera assimilée à une poutre contenue reposant sur 4 appuis supporte une charge uniformément répartie. Notons que le cas de charge correspondant au vérinage est souvent prépondérant pour le dimensionnement des entretoises.

Poids de la superstructure revient à l'entretoise : G × L/2

Avec : G : poids de tablier par mètre linéaire 267.98 KN/ml

L : la longueur de la travée L= 36 m

AN : 267.98 × 36/2 = 4823.64 KN

Donc le poids de la superstructure revient à l'entretoise est 392.17 KN/ml.

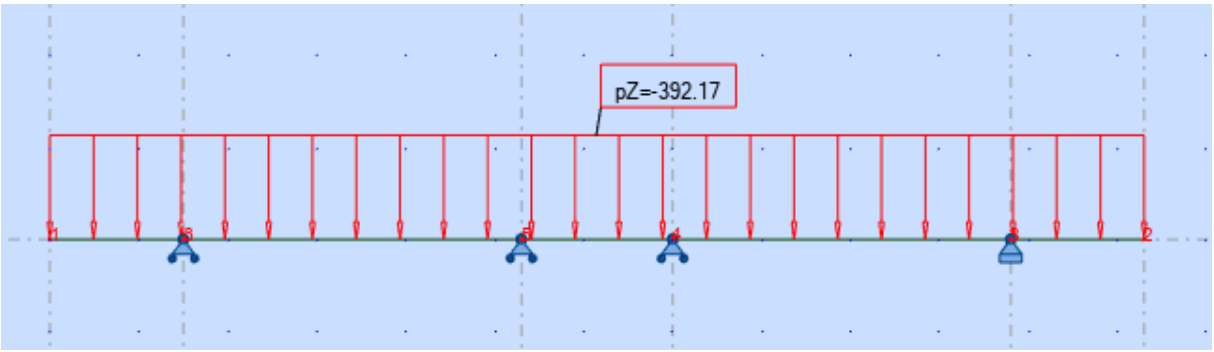


Figure VIII-6: Modèle de calcul

Deux combinaisons pris en considération :

- ELU : 1,35 G
- ELS : G

VIII.3.3.1. Résultats

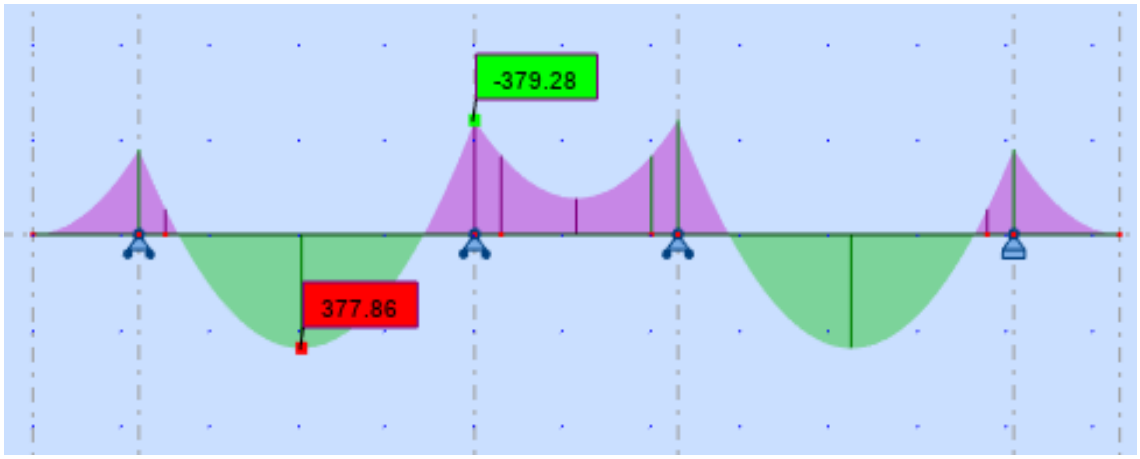


Figure VIII-7: Diagramme des moments à l'ELS

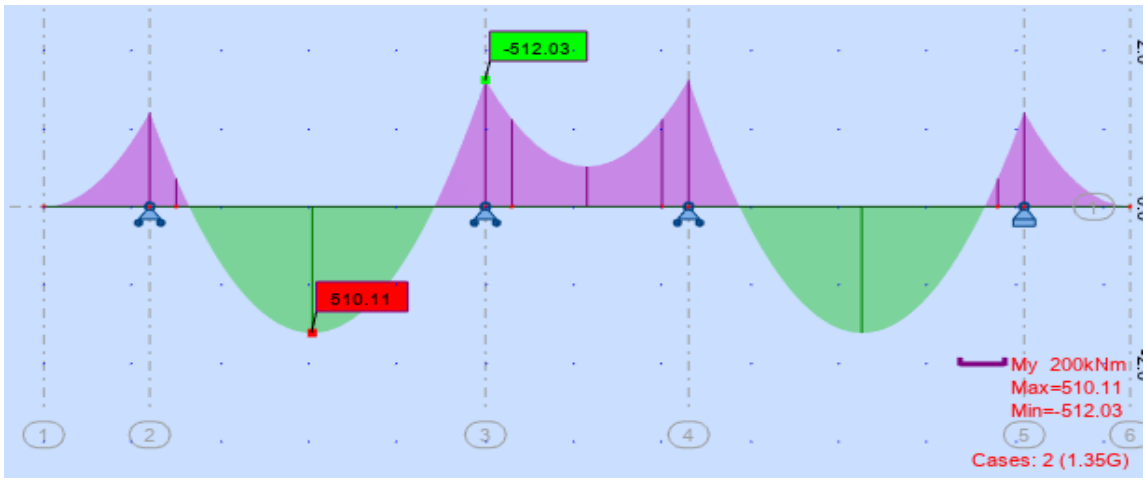


Figure VIII-8: Diagramme des moments à l'ELU

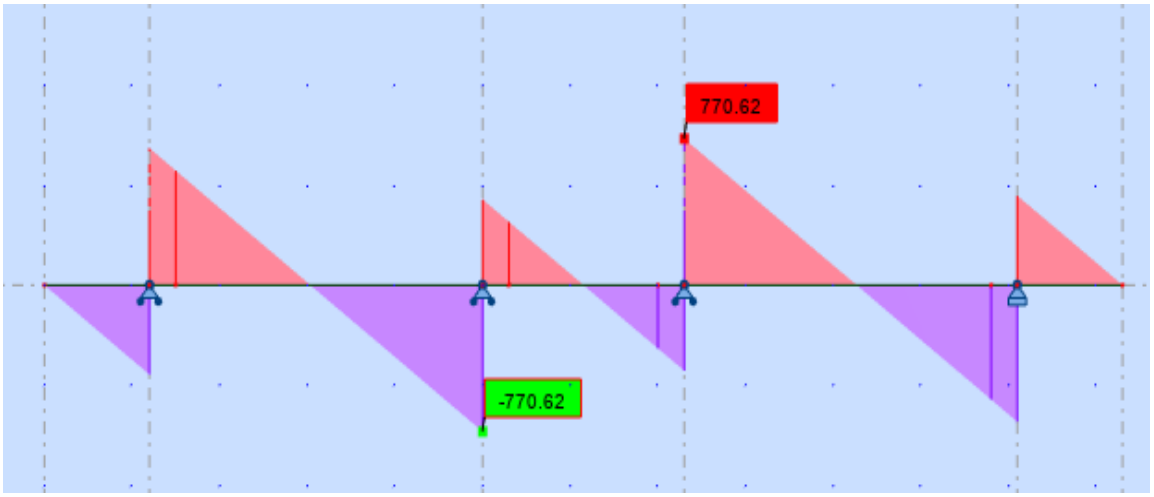


Figure VIII-9: Diagramme d'effort tranchant à l'ELS pour l'entretoise.

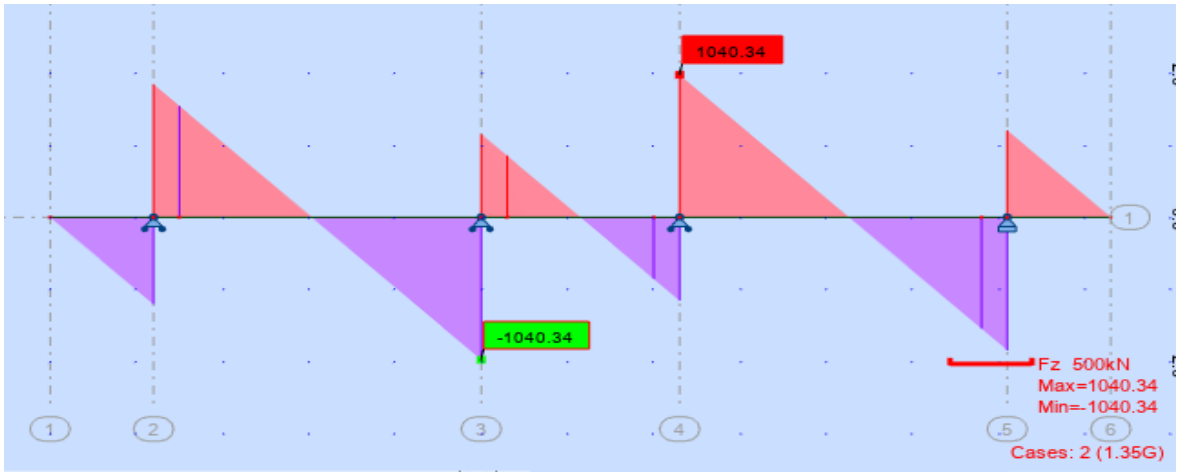


Figure VIII-10: Diagramme d'effort tranchant à l'ELU pour l'entretoise

VIII.3.4. Ferraillage De L'entretoise

Les résultats de ferraillage transversal de l'entretoise sont calculés à l'aide du logiciel ROBOT expert.

- **Ferraillage de la nappe supérieure (sur appui)**

a) Armatures principales

As = 12.8 cm² Choix : 5HA20 (As = 15.71 cm²) avec un espacement de 10 cm.

b) Armatures de peau (sens des poutres)

Les armatures de construction sont égales aux à 1/3 de la section As. Choix :5HA12 avec un espacement de 20 cm.

- **Ferraillage de la nappe inferieure**

c) Armatures principales As =12.7cm² Choix : 5HA20

(As = 15.71 cm²) ; avec un espacement de 15 cm.

d) Armatures transversales (effort tranchant) Choix : 2HA12 (As = 2.3 cm²) avec un espacement de 11cm.

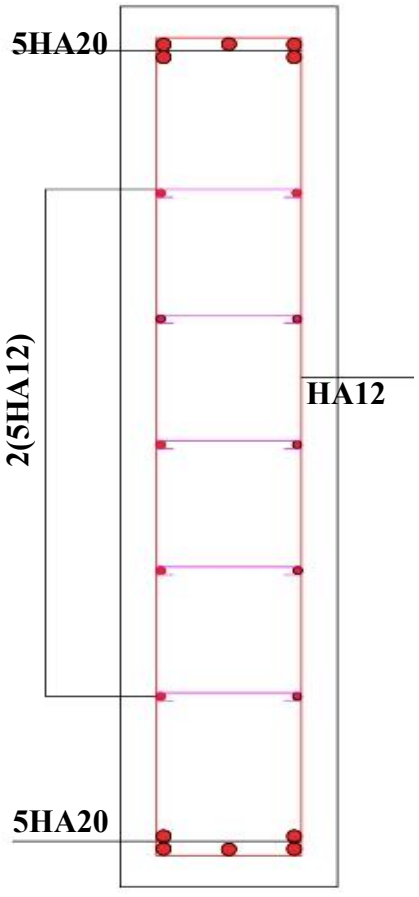


Figure VIII-11: Ferraillage de l'entretoise

VIII.4. ETUDE DE L'HOURDIS

VIII.4.1. Hypothèse De Calcul

VIII.4.1.1. Définition

L'hourdis est une dalle en béton armé, qui sert de couverture pour le pont. Cette couche est destinée à recevoir la couche de roulement (revêtement, chape d'étanchéité), les surcharges et à transmettre ces derniers aux poutres.

Vu que notre tablier est dépourvu d'entretoises intermédiaires, l'hourdis joue le rôle de ses entretoises, dont il assure la répartition transversale des efforts dans le tablier.

Donc, l'hourdis est soumis à deux types de flexion :

- Une flexion longitudinale : la précontrainte au niveau des poutres reprendre ces efforts.
- Une flexion transversale : le ferraillage passif de la dalle reprendre ces efforts.

Donc, On va étudier que la flexion transversale, en déterminons la section d'acier nécessaire pour la dalle.

VIII.4.1.2. Géométrie De L'hourdis

L'hourdis présente les dimensions suivantes :

- L'épaisseur : 30 cm
- Largeur : 13.25 m
- Longueur : le long de l'ouvrage.

VIII.4.1.3. Méthode De Calcul

Pour l'évaluation des sollicitations de l'hourdis on utilise le logiciel ROBOT 2019, par contre pour déterminer la section de ferraillage on utilise Robot Expert 2010.

VIII.4.2. Modelisation Et Evaluation Des Efforts

L'hourdis est modélisé en utilisant l'élément « **Barre** ».

On prendra une longueur de l'hourdis égale à 1 m, les autres dimensions (largeur, épaisseur) sont prises égale aux dimensions réels.

Les charges ont appliqué sur la dalle sont les mêmes actions définies en chapitre précédent (poids propre, poids des équipements, A(l), Bc, Bt, Mc120, D240), ainsi que leurs combinaisons correspondantes.

VIII.4.3. Les résultats

Les résultats obtenus sont donnés ci-dessous sous forme de diagrammes. Nous considérons que les efforts obtenus sous les combinaisons les plus défavorables à l'état limite de service (ELS) et à l'état limite ultime (ELU).

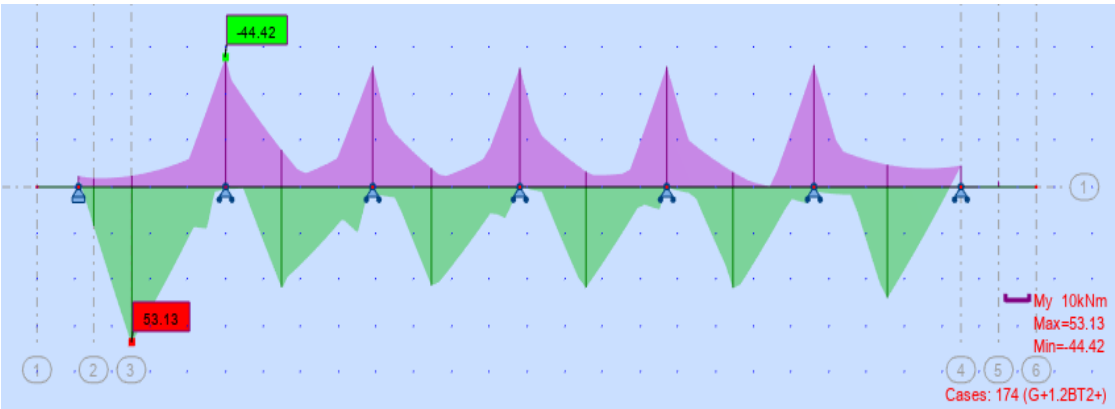


Figure VIII-12: Moment max de la dalle à l'ELS

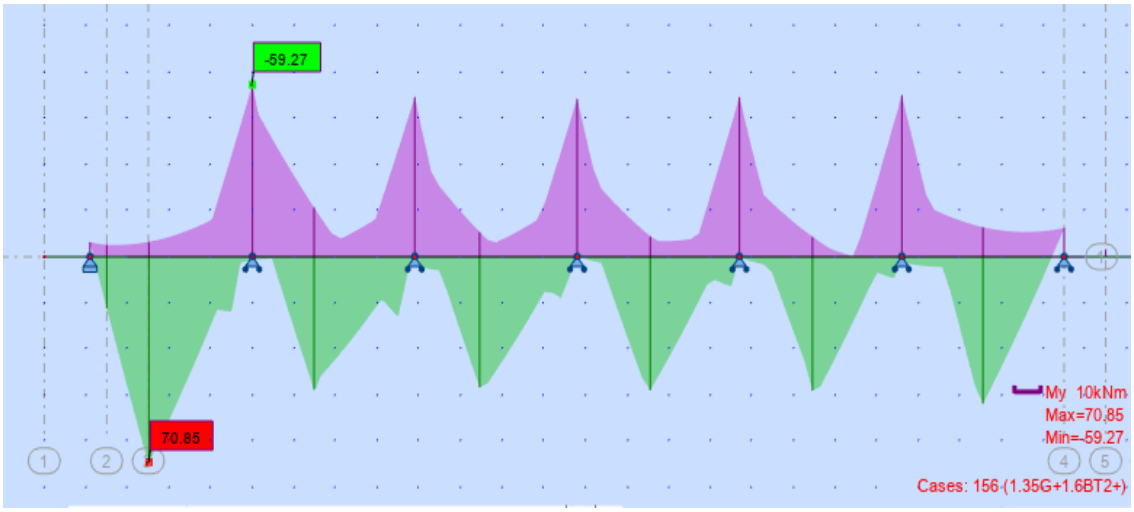


Figure VIII-13: Moment max de la dalle à l'ELU

D'après les diagrammes ci-dessus on a :

Tableau VIII-1: Moments max sur la dalle

Moment max			
ELU		ELS	
Fibre supérieure KN.m	Fibre inferieure KN.m	Fibre supérieure KN.m	Fibre inferieure KN.m
59.27	70.85	44.42	53.13

VIII.4.4. Ferraillage

Le ferraillage transversal de la dalle est calculé à l'aide du logiciel ROBOT expert 2010. Les détails de calcul figurent dans l'annexe. Les ferraillages obtenus sont :

- **Ferraillages nappe supérieure (sur appui)**

a) Armature transversale :

$A_s = 8.10\ cm^2$ / ml On opte pour 5HA16 ($A_s = 10.05 cm^2$) ; avec un espacement de 20 cm.

b) Armature longitudinale de construction (sens des poutres) :

Les armatures de construction égale à 1/3 de la section A_s. On opte pour 5 HA10 (A_s = 3,93 cm^2) avec un espacement de 20 cm.

➢ **Ferraillages nappe supérieure (mi- travée)**

a) Armature transversale :

A_s = 9.8 cm^2 / ml On opte pour 5 HA16 (A_s = 10.05 cm^2) ; avec un espacement de 20 cm.

b) Armature longitudinale de construction (sens des poutres) :

Les armatures de construction égale à 1/3 de la section A_s. On opte pour 5 HA10 (A_s = 3,93 cm^2) avec un espacement de 20 cm.

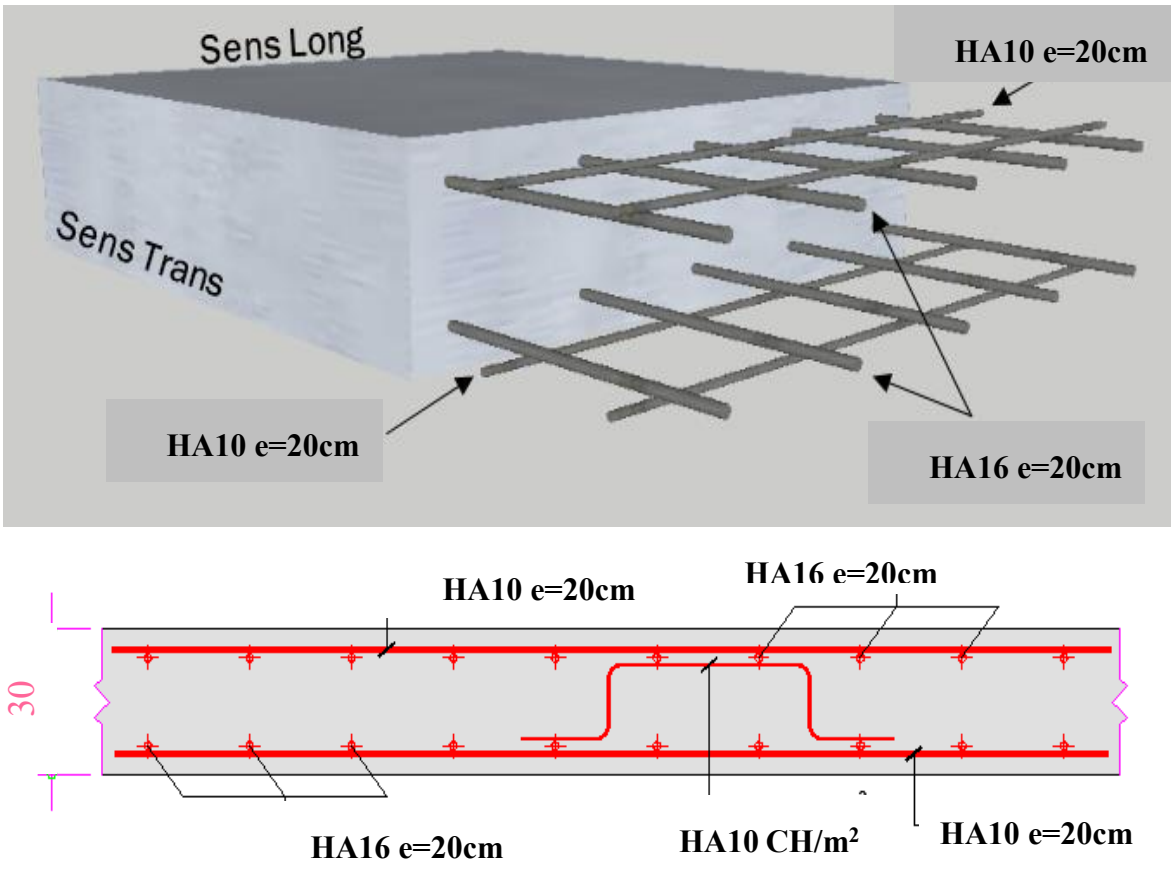


Figure VIII-14 : Ferraillage de la dalle

VIII.5. CONCLUSION

Ce chapitre a été consacré à l'étude du hourdis et des entretoises, avec à la clé les calculs nécessaires pour définir leurs armatures. Le chapitre suivant abordera l'analyse sismique du pont ainsi que l'étude de ses différents équipements.

CHAPITRE IX :
ETUDE SISMIQUE ET EQUIPEMENTS DE PONT

IX.1. INTRODUCTION

Les équipements, qui englobent une grande diversité de dispositifs par leur nature, leur conception et leur mode de fonctionnement, jouent un rôle essentiel dans la viabilité d'un ouvrage. Dans ce chapitre, on va étudier les équipements nécessaires pour l'ouvrage, tel que l'appareil d'appui et le joint de chaussée, à l'état limite ultime et accidentel (séisme).

IX.2. APPAREIL D'APPUI

Un appareil d'appui de pont est un élément de l'ouvrage placé entre le tablier et les appuis, dont le rôle est de transmettre les actions verticales et horizontales dues à la charge permanente et aux charges d'exploitation, et de permettre des mouvements de rotation ou de translation.

IX.2.1. Choix Du Type D'appareil

Les appareils d'appui en élastomère fretté et les appareils d'appui à pot représentent plus de 90 % des dispositifs utilisés sur les ponts en Algérie. Si, aux extrémités du domaine d'emploi, les critères guidant le choix de l'un ou de l'autre type sont généralement évidents, la décision devient plus complexe lorsqu'on se situe à la frontière entre leurs domaines d'application.

Le choix du type d'appareil d'appui dépend de nombreux facteurs : la descente de charge, la rotation maximale admissible, les déplacements horizontaux, la durabilité, le coût, le type d'ouvrage, l'environnement ainsi que les dispositions constructives. Cela rend difficile la définition d'un domaine d'emploi strict pour chaque technique.

Une comparaison préliminaire entre les deux types d'appareils d'appui nous a conduits à privilégier les appareils d'appui en **élastomère fretté**.

IX.2.2. Constitution De L'appareil D'appuis En Elastomère Fretté

Ils sont constitués de feuillets d'élastomère (en général de néoprène) empilés avec interposition de tôles d'acier jouant le rôle de frettes (appui semi fixe). Ils ne sont donc ni parfaitement fixes ni parfaitement mobiles.

Ce type d'appareils d'appuis est plus couramment employé pour tous les ouvrages en béton à cause des avantages qu'ils présentent :

- Facilité de mise en œuvre.
- Facilité de réglage et de contrôle.
- Ils permettent de répartir les efforts horizontaux entre plusieurs appuis.
- Leur coût est relativement modéré.



Figure IX-1: les appareils d'appui en élastomère fretté

IX.2.3. Définition Géométrique D'un Appareil D'appui

Les appareils d'appui du type B comportent « n+1 » frettes métalliques et « n » feuillets d'élastomère d'épaisseur constant, ils sont enrobés sur leur périphérie d'une épaisseur d'élastomère d'au moins 4 mm et sur les faces supérieures et inférieures d'une épaisseur d'élastomère nominale de 2.5 mm.

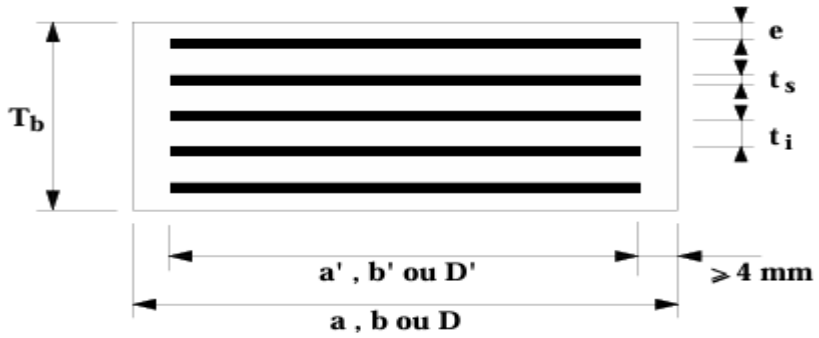


Figure IX-2: géométrique d'un appareil d'appui

- **a (a')** : dimension de l'élastomère (de frette) dans la direction longitudinale du pont.
- **b (b')** : dimension de l'élastomère (de frette) dans la direction transversale (a ≤ b).
- **ti** : épaisseur nominale d'un feuillet élémentaire d'élastomère.
- **ts** : épaisseur d'une frette élémentaire.
- **Tb** : épaisseur nominale totale de l'appareil d'appui ; Tb = n (ti + ts) + ts + 2 e.
- **Te** : épaisseur nominale totale d'élastomère ; Te = n ti + 2 e.
- **Tq** : épaisseur initiale totale moyenne d'élastomère en cisaillement ; Tq = n ti + 2 e.
- **n** : nombre de feuillets élémentaires d'élastomère.
- **e** : enrobage.

IX.2.4. Dimensionnement Des Appareils D'appui

Le dimensionnement se fait selon le guide technique S.E.T.R.A

IX.2.4.1. Aire d'appareil d'appui

La contrainte de compression moyenne doit être comprise entre 20 et 25 MPa sur la surface A suivant la dimension de l'appareil d'appui.

L'appareil d'appui doit vérifier l'inégalité suivante :

$$\frac{R_{max}}{a \times b} \leq \sigma_{adm} = 20 \text{ Mpa}$$

a : côté parallèle à l'axe longitudinale de l'ouvrage.

b : côté perpendiculaire à l'axe longitudinale de l'ouvrage.

Rmax : réaction d'appui maximale à l'ELU. (Rmax = 1.446 MN).

σm : contrainte de compression sous réaction Rmax.

Donc : a × b ≥ 723.465 cm2, on prendra : a = 300 mm et b = 350 mm

IX.2.4.2. Calcul De L'épaisseur De L'appareil D'appui

Pour le calcul de l'épaisseur de l'appareil d'appui, il faut respecter la condition de non flambement

$$\frac{b}{10} \leq T \leq \frac{b}{5}$$ (b : plus grand côté)

Donc : 35 mm ≤ T ≤ 70 mm

IX.2.4.3. Dimensionnement Des Frettes :

L'épaisseur de la frette doit respecter les deux conditions suivantes :

$$\begin{cases} t_s > \frac{a}{\beta} \times \frac{\sigma_m}{\sigma_e} \\ t_s \geq 2mm \end{cases} \qquad \begin{cases} \beta = \frac{a \times b}{2 \times G \times (a+b)} = 8.97 \\ \sigma_m = \frac{N_{max}}{a \times b} = 13.78MPA \end{cases}$$

DONC $t_s > 1.96mm$ On prend $t_s = 3mm$

$\boldsymbol{\sigma_m}$**:** contrainte due à l'effort $Nmax$

$\boldsymbol{\sigma_e}$: limite d'élasticité en traction de l'acier constructif des frettes (acier 24_1) égale à 235 MPA

G = module du cisaillement conventionnel égale à 0,9 MPA.

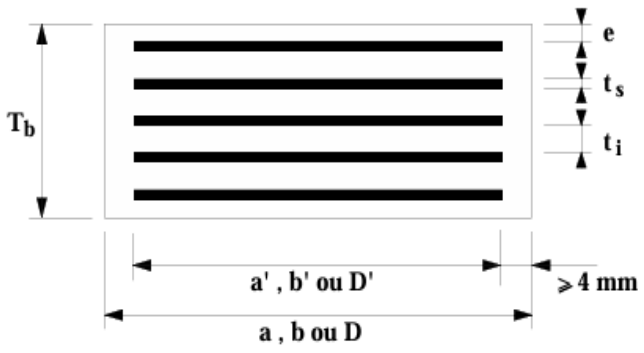
Donc l'appareil d'appui aura les caractéristiques suivantes :

- 4 feuillets d'élastomères intermédiaires d'épaisseur ti = 10 mm.
- 2 feuillets d'élastomères extérieurs d'épaisseur t/2 = 5mm.
- 5 frettes intermédiaires d'épaisseur ts = 3mm.

Les dimensions de l'appareil d'appui sont présentées dans le tableau ci-dessous :

Tableau IX-1: Dimensionnement en plan des appareils d'appui

Dimensions	Valeurs (mm)
a	300
b	350
ti	10
ts	3
e	5
Tb	65
Te	50



IX.3. L'ANALYSE SISMIQUE

La vérification des ouvrages vis-à-vis des actions sismiques de calcul doit être telle que le risque de défaillance sous séisme potentiel soit suffisamment faible.

IX.3.1. Caractéristiques De L'ouvrage Relatives A L'etude Sismique

Le RPOA 2008 donne un ensemble de classifications nécessaires à la définition de la situation sismique de l'ouvrage étudie et constituent un préalable indispensable pour le choix du modèle, de la méthode de calcul et des paramètres à utiliser :

- Le pont est classé selon le risque sismique en groupe 2 (pont important).
- L'ouvrage se trouve dans une zone sismique IIa (sismicité moyenne).
- Le coefficient d'accélération de zone A = 0.20 (RPOA, tableau 3.1).
- Le sol est de catégorie S2 (site ferme), T1=0.15 s, T2=0.40 s, S=1.10
- Le taux d'amortissement du matériau constituant les appuis (béton armé), ξ =5 %.
- Le module de cisaillement d'élastomère des appareils d'appuis est G = 1.2 MPa.

IX.3.2. Méthodes D'analyse

L'analyse sismique d'un pont se fait par l'un des deux méthodes, l'analyse spectrale monomodale ou l'analyse des spectres de réponse. Il existe d'autres méthodes qui sont utilisée pour l'objet des justifications scientifique.

IX.3.2.1. Choix De La Méthode D'analyse Sismique

L'utilisation de la méthode spectrale monomodale nécessite la vérification de certaine condition, sinon on utilise la méthode des spectres de réponses.

➢ **Masse totale mise en mouvement par le mode fondamental :**

Masse modale (Masse totale mise en mouvement par le mode fondamental) doit être supérieure à 70 % de la masse totale de la structure, y compris la masse des appuis en élévation autrement dit, la masse des piles Mp doit être inférieure à 43 % de la masse du tablier :

$$Mp \leq 0.43\ MT$$

Mt : la masse totale du tablier.

Mp : la masse des piles.

Tableau IX-2: calcul des masses des piles et des chevêtres

Piles	H_{moy}(m)	D(m)	I(m^4)	n Fût
P1	14.8	1.6	0.32	3
P2	12.5	1.6	0.32	3
P3	12.1	1.6	0.32	3
P4	11.95	1.6	0.32	3

P5	12.16	1.6	0.32	3
P6	14.4	1.6	0.32	3
P7	11.6	1.6	0.32	3

	h(m)	b (m)	l(m)	Nombre
Chevetre	1.50	2.30	13.25	7

Résultat :

MP = 21493.32KN

MT = 77365.67KN

$MP \leq 0.43\ MT = 33267.236$ ⟶ Condition vérifiée.

- **Angle de biais**

Le biais (angle de l'axe du tablier avec l'axe de ses appuis) doit être supérieur à 70 grades et les raideurs longitudinales et transversales totales des appuis ne doivent pas varier de plus de 10% par rapport aux valeurs calculées sans biais.

Le viaduc présente un biais de 91°donc 100 grades $101.12 \geq 70$ critère vérifié

- **Courbure de pont**

La courbure (Angle balayé en plan par la tangente à l'axe) est inférieure à 30 grades. L'ouvrage présente un faible rayon de courbure, donc un faible angle balayé en plan par la tangente à l'axe (9.30grades) donc la condition est vérifiée.

- **Symétrie transversale**

la distance entre le centre de masse du tablier et le centre élastique des appuis n'excède pas 5% de la distance entre appuis extrêmes pour l'étude du séisme transversal cette condition est vérifiée du fait que l'ouvrage est symétrique géométriquement.

Donc la méthode monomodale est applicable dans notre cas.

IX.3.3. Séisme Longitudinal

Dans la direction longitudinale des ponts sensiblement rectilignes à tablier continu, la déformation du tablier dans le plan horizontal est négligeable par rapport au déplacement de la tête des piles sous l'effet de l'action sismique.

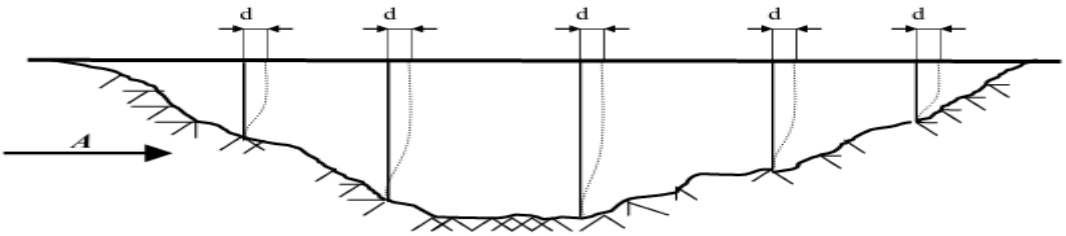


Figure IX-3: Séisme longitudinale.

On applique au tablier une force horizontale statique équivalente F donnée par l'expression :

$$F = M.\ Sa\ (T)$$

M : est la masse effective totale de la structure, égale à la masse du tablier augmentée de la masse de la moitié supérieure des piles liées au tablier.

Sa (T) : est l'accélération spectrale du spectre de calcul correspondant à la période fondamentale.

IX.3.3.1. Détermination De La Raideur Longitudinale Du Système

Les raideurs des différents appuis sont calculées comme suite :

$$\mathbf{KA-app} = \frac{G \times a \times b}{T}, \qquad \mathbf{Kpile} = \mathbf{nf} \times \frac{3 \times E \times I}{h^3}, \qquad \mathbf{KAppui} = \frac{1}{\frac{1}{KA-app} + \frac{1}{Kpile}}$$

Avec :

G : module de cisaillement d'élastomère en cas dynamique (G = 1.2 MPa).

nf : nombre des fûts composants la pile (nf = 3).

a, b, T : sont respectivement les dimensions en plan et l'épaisseur d'élastomère.

E : module de déformation instantané de béton, E = 33 000 Mpa.

h : hauteur du fût de pile.

En ce qui concerne la culée, elle est considérée comme infiniment rigide donc sa rigidité totale est celle de ses appareils d'appui.

Tableau IX-3: Raideurs longitudinales des appuis

Piles	$k_{Fût}$ (MN/m)	$k_{Ap\text{-}d'appu}$(MN/m)	$n_{A\text{-}Apps}$	K_{appuis} (MN/m)
P1	29.46	2.52	14	16.05
P2	48.89	2.52	14	20.49
P3	53.91	2.52	14	21.32
P4	55.96	2.52	14	21.64

P5	53.11	2.52	14	21.20
P6	31.98	2.52	14	16.77
P7	61.18	2.52	14	22.38
C1/C2	INF	2.52	7	17.64

Rigidité du système Ksys : Ksys=$\sum K_{appuis}$ =175.14MN/m

IX.3.3.2. Détermination Des Actions Longitudinales

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

- **Le spectre de réponse élastique (Sae)**

est donné en fonction de la période élastique (T) et du taux d'amortissement(ξ) de l'ouvrage Par :

$$\text{Sae}(T,\xi)_{(m/s^2)} = \begin{cases} AgS\left(1+\frac{T}{T_1}(2.5\eta-1)\right) & 0 \le T \le T_1 \\ 2.5\eta Ag\,S & T_1 \le T \le T_2 \\ 2.5\eta AgS\left(\frac{T_2}{T}\right) & T_2 \le T \le 3.0s \\ 2.5\eta AgS\left(\frac{3T_2}{T^2}\right) & T \ge 3.0s \end{cases}$$

- **Evaluation de la période propre de l'ouvrage**

On détermine la période propre de l'ouvrage par la formule suivante :

$$T=2\pi\sqrt{\frac{M}{K}}$$

On trouve : T = 1.32 s

- **Evaluation des forces statiques équivalentes du tablier**

On a : T2 = 0.4 < T = 1.32 < 3.00 s

Donc Sa est donnée par la 3eme branche par la formule suivante :

$$Sa = 2.5\eta.\ A.\ g.\ S\ (T2/T)$$

L'action séismique est égale à : Sa = 1.63 m/s2

L'Effort total est déterminé avec la formule suivante :

$$F long = M.\ Sa = 12643.78\text{kN}$$

- **Déplacement du tablier par rapport au sol**

On détermine le déplacement longitudinal du tablier par la formule suivante :

$$d_{long} = \frac{T^2}{4\times\pi^2} \times Sa$$

On trouve le déplacement longitudinal est égale : d_{long} = 0.072 m

- **Répartition des efforts sismiques**

La force sismique est répartie sur chaque appui selon la formule suivante :

$$Fi = \frac{Ki}{K} F$$

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-après.

Tableau IX-4 : Distribution des forces sismiques longitudinales sur chaque appui.

Piles	K_{appui} (MN/m)	K_T(MN/m)	F(kN)	F_{appui}(kN)
C1	17.64	175.14	12643.8	1273.5
P1	16.05	175.14	12643.8	1159.0
P2	20.49	175.14	12643.8	1479.5
P3	21.32	175.14	12643.8	1539.4
P4	21.64	175.14	12643.8	1562.1
P5	21.20	175.14	12643.8	1530.4
P6	16.77	175.14	12643.8	1211.0
P7	22.38	175.14	12643.8	1615.4
C1	17.64	175.14	12643.8	1273.5

IX.3.4. Seisme Transversal

Selon les caractéristiques particulières du pont, la méthode de calcul monomodale peut être appliquée en utilisant pour le modèle deux approches différentes, à savoir :

- Le modèle à tablier rigide.
- Le modèle à tablier flexible.

Nous avons : $\frac{L}{B} = \frac{288.7}{13.25} = 21.78 > 5$ donc On applique le modèle à tablier flexible.

L est la longueur totale du tablier continu

B est la largeur du tablier

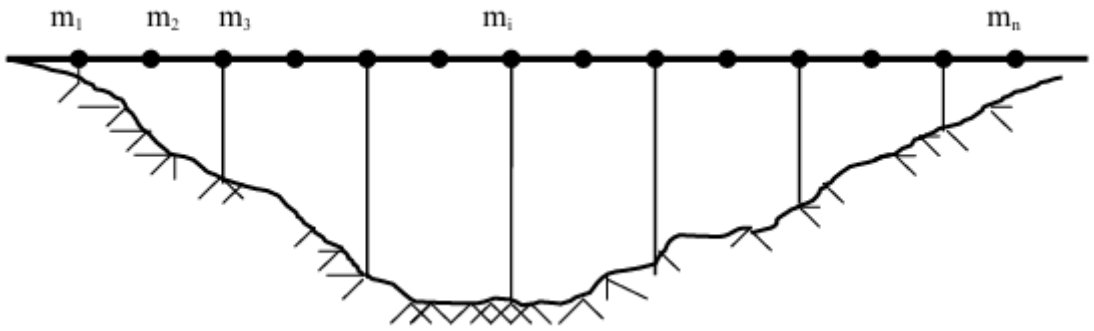


Figure IX-4: Séisme transversal.

Pour l'évaluation de l'effort sismique transversal on utilise le modèle de la pile indépendante. Dans cette méthode, les effets des séismes agissant sur la ième pile peuvent être évalués de manière approximative en considérant l'action d'une force statique équivalente :

$$F\boldsymbol{i} = \boldsymbol{Mi} \times \boldsymbol{Sa}(\boldsymbol{Ti})$$

Mi : est la masse effective attribuée à la pile (masse de la moitié supérieure de la pile augmentée de la masse du tablier afférent à la pile).

Ti : est la période fondamentale de la même pile.

IX.3.4.1. Détermination De La Raideur Transversale Du Système

Tableau IX-5: Raideurs transversale des appuis

Piles	$k_{Fût}$ (MN/m)	$k_{Ap\text{-}d'appui}$ (MN/m)	$n_{A\text{-}Apps}$	K_{appuis} (MN/m)
P1	2424.98	2.52	14	34.77
P2	4024.98	2.52	14	34.97
P3	4437.49	2.52	14	35.00
P4	4606.70	2.52	14	35.01
P5	4372.13	2.52	14	35.00
P6	2632.73	2.52	14	34.81
P7	5036.40	2.52	14	35.03
C1/C2	INF	2.52	7	17.64

IX.3.4.2. Répartition Des Efforts Sismiques

Tableau IX-6: Distribution des forces sismiques transversales sur chaque appui.

Appuis	M (Kg)	T (s)	Sa (m/s²)	Fi (KN)
P1	1247702.88	1.19	1.81	2262.53
P2	1230366.63	1.18	1.83	2253.19
P3	1227351.63	1.18	1.83	2251.34
P4	1226221.00	1.18	1.84	2250.63
P5	1227803.88	1.18	1.83	2251.62
P6	1244687.88	1.19	1.82	2261.08
P7	1223582.88	1.17	1.84	2248.94
C1/C2	482363.00	1.04	2.08	1001.95

IX.3.4.3. Verefication

Cette méthode peut être appliquée comme une approximation satisfaisante, lorsque la condition suivante est satisfaite pour toutes les piles adjacentes i et i+1.

$$0.95<\frac{Ti}{Ti+1}<1.05$$

Tableau IX-7:Verefication

entre P1 et P2	entre P2 et P3	entre P3 et P4	entre P4 et P5	entre P5 et P6	entre P6 et P7
1.01	1	1	1	0.99	1.01
CV	CV	CV	CV	CV	CV

CV : condition vérifiée

IX.3.4.4. Les Combinaisons Des Efforts

D'après le R.P.O.A, la combinaison des forces sismiques orthogonales est employée pour tenir compte de l'incertitude directionnelle du séisme, donc il a déterminé les combinaisons suivantes :

E1 = Ex∓ 0.3 Ey∓ 0.3 Ez

E2 = 0.3Ex∓ Ey ∓ 0.3Ez

E3 = 0.3Ex ∓ 0.3Ey ∓ Ez

Avec : Ex, Ey, Ez Sont les effets de l'action sismique dans la direction X, Y, Z respectivement.

Tableau IX-8:Les combinaisons de calcul sismique

Appuis	EX(KN)	EY(KN)	EZ(KN)	E1(KN)	E2(KN)	E3(KN)
C1	1273.48	1001.95	0	1574.07	1384.00	682.63
P1	1158.95	2262.53	0	1837.71	2610.22	1026.45
P2	1479.45	2253.19	0	2155.41	2697.03	1119.79
P3	1539.43	2251.34	0	2214.84	2713.17	1137.23
P4	1562.13	2250.63	0	2237.32	2719.27	1143.83
P5	1530.38	2251.62	0	2205.87	2710.74	1134.60
P6	1211.03	2261.08	0	1889.36	2624.39	1041.63
P7	1615.42	2248.94	0	2290.11	2733.56	1159.31
C2	1273.48	1001.95	0	1574.07	1384.00	682.63

IX.4. VERIFICATIONS DES APPAREILS D'APPUI SELON RPOA 2008

Le règlement parasismique RPOA exige des vérifications des appareils d'appuis concernant la résistance à la compression, le flambement, la distorsion et le glissement.

IX.4.1. Résistance A La Compression

Il faut vérifier que la contrainte maximale est inférieure à la contrainte admissible de compression

$$\sigma m = \frac{R_{max}}{a \times b} \leq \sigma_{adm} = 20\ Mpa$$

N : Réaction d'appui a ELU

N = 1.4469 MN ; D'où $\sigma m = 13.78\ MPa \leq 20$MPA **condition vérifié**

IX.4.2. Sécurité Au Flambement

On doit vérifier : γs. Pu < Pc

Avec :

γs = 3 : coefficient partiel de sécurité,

Pu : valeur maximale des charges verticales sous les combinaisons d'état limite ultime,

La charge critique de l'appareil d'appui s'obtient par la formule : **Pc** = 4GBS² d/h

B : aire nominale en plan de l'appui (B = a x b).

d : somme d'une épaisse de fret et d'une épaisseur d'élastomère.

h : hauteur totale de l'appareil d'appui.

G : module de cisaillement.

S : facteur de forme.

$$S = \frac{a.b}{2.t.(a+b)}$$

Tableau IX-9: **Résultat de calcul de Pu**

S	d	h	B	Pc	Pu
8.08	0.013	0.065	0.11	4.93	1.45

On aura Donc : 3×1.45 = 4.34MN < 4.93 MN **condition vérifié**

IX.4.3. Limitation de la distorsion

On doit vérifier : $\delta = \tan.\gamma < \delta c$

La distorsion δ des appareils d'appuis doit être limitée à une valeur critique δc.

$$\delta c = 0.7 + 4\,(\delta 0 - 0.7).\,(0.25 - p) \text{ Si } p \leq 0.25$$

$$\delta c = 1.4\,(1 - 2p) \text{ Si } p > 0.25$$

avec :

- **p** = Pu/Pc
- **δ0** = c/Tq
- **δ** = d/Tb
- **c** : le plus petit côté pour un appui rectangulaire (c = 300 mm).
- **δ** : la distorsion de l'appareil d'appui.
- **d** : déplacement horizontal.

Application numérique

Tb = 65 mm

P = 0.293 MN > 0.25 MN

δc = 1.4 (1 - 2p) =0.58

d = Seisme + dr+f + 0.4 dt + 0.2 dfreinage = 0.0870m

δ = 1.338

δ> δc **condition non vérifié**

On doit placer des dispositifs de non-distorsion (taquets d'arrêt).

IX.4.4. Condition de non glissement

La stabilité au glissement de l'appareil d'appui doit être justifiée en tenant compte de la composante verticale du séisme, on doit vérifier que:

$$H < \int . N$$

Tel que :

H : l'effort horizontal

N : l'effort de compression vertical

ʃ : coefficient de frottement

ʃ a pour expression : $\int = 0.1 + (0.6 / \sigma_m)$

σm est la contrainte moyenne de compression exprimée en MPa.

Tableau IX-10: Résultat de calcul

	Appareil d'appui pille	Appareil d'appui culée
H (MN)	0.18	0.24
N (MN)	0.80	0.84
σm (MPa)	7.66	7.98
ʃ × N	0.14	0.15
Vérification	NON	NON

Le néoprène doit être équipé d'un système anti-cheminement (tiges fixées dans plaques d'ancrage sur les 4 coins).

IX.5. ÉTUDE DES DES D'APPUIS

Le dé d'appui est un élément en béton armé où se repose l'appareil d'appui, il a pour but de diffuser les charges localisées qui peuvent provoquer des fissures et d'assurer le divers de tablier.

IX.5.1. Dimensions En Plan

D'après le guide SETRA (Piles et palées 73), La hauteur des bossages devra compenser la dénivellation entre l'intrados du tablier et la face supérieure des appuis. Pour notre ouvrage, et puisqu'il présente des dénivellations longitudinalement et transversalement (dévers), alors cette hauteur sera variable en gardant une valeur minimale de 10 cm.

A = a + 150 = 450 mm

B = b + 150 = 500 mm

IX.5.2. Ferraillage des dès d'appuis

Les bossages d'appui sont des pièces soumises à la compression, les différentes sections d'armateurs sont évaluées selon le guide SETRA (P.P.73).

IX.5.2.1. Armatures de chainage

Ces armatures de chainage sont généralement disposées en une seule nappe, La section calculée doit reprendre un effort N = 25% Nmax.

$$As = \frac{0.25 \times N}{\sigma s}$$

Avec : - N : Réaction maximale =1.446 MN

- σs: Contrainte limite des armatures d'acier. σs =500 /1.15 =434.78 MPA

$As=\frac{0.25 \times 1.446}{434.78}=8.31 cm^2$ on prend : 6HA14

IX.5.2.2. Armatures horizontales :

Pour limiter la propagation d'éventuelles fissures, l'ensemble des armatures horizontales placées sous le chinage devra un effort égal à 12.5% de la même descend de charge.

$$As = \frac{0.125 \times N}{\sigma s}$$

$As=\frac{0.125 \times 1.446}{434.78}= 4.15 cm^2$ on prend: 4HA12

IX.5.2.3. Frette supérieure :

Elle est placée la plus près possible de la face supérieure de l'appui, il s'agit d'armatures croisées. Ces armatures sont capables de reprendre 4% de N.

$$As = \frac{0.04 \times N}{\sigma s}$$

$As=\frac{0.04 \times 1.446}{434.78}= 1.33 cm^2$ on prend : 2HA10

IX.5.2.4. Frettes inférieures :

Ce sont des armatures capables de reprendre 10% Rmax

$$As = \frac{0.1 \times N}{\sigma s}$$

$As= \frac{0.1 \times 1.446}{434.78} = 3.32 cm^2$ on prend: 2HA16

IX.6. JOINT DE CHAUSSEE

Le joint de chaussée est une pièce importante car il subit les effets du trafic et de l'environnement (pluie, température, etc.). Toute réparation ou remplacement du joint peut gêner la circulation. Il est donc important de bien le concevoir et de bien l'installer dès le départ.

Pour qu'un joint dure longtemps et fonctionne correctement, il faut choisir un modèle adapté au pont et à son environnement. Ce choix dépend des mouvements du tablier (partie du pont où passent les véhicules), que le joint doit pouvoir suivre dans toutes les directions : en longueur, en largeur et en hauteur.



Figure IX-5: joint de chaussée

Le joint de chaussée est conçu afin qu'il réponde à plusieurs exigences tel que :

- Confort et esthétique.
- Résistance.
- Etanche.
- Fiable à long terme.

IX.6.1. Dimensionnement

IX.6.1.1. Calcul Du Souffle

➢ **Définition** :

Le souffle est un déplacement relatif maximal prévisible des deux éléments en regard, mesuré entre leurs deux positions extrêmes.

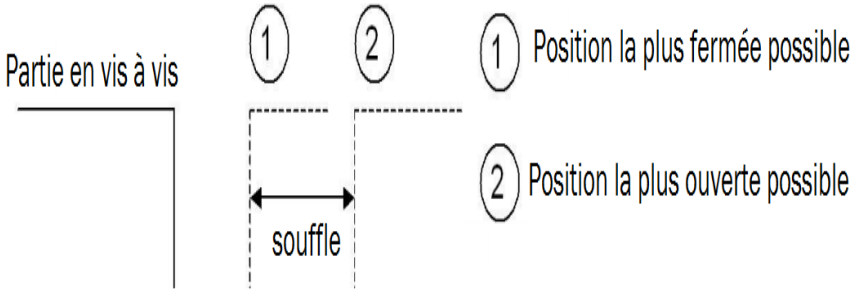


Figure IX-6: définition du souffle

➢ **Actions prendre en compte**

Conformément à l'RPOA 2008, les actions à prendre en compte sont :

- La température.
- Les effets de la structure porteuse : déformations différées du béton (retrait, fluage).

- Actions accidentelles (séisme).

➢ **Combinaison des effets**

On dimensionne les joints de chaussées selon le RPOA avec la combinaison suivante :

$$W = WD + 0{,}3WT + \frac{WS}{3}$$

W : souffle total du joint.

W_D : souffle des déformations différées (retrait + fluage).

W_T : souffle thermique.

W_S : souffle sismique.

- Le déplacement due à la température : La température étant considérée comme action de courte durée.

$$W_T = \alpha \times \frac{L}{2} \times \Delta T$$

$\alpha = 9{,}9 \times 10^{-6}\ C^O$

L : la portée

ΔT : la variation de température maximale, donnée par l'RPOA

AN : $W_T = 0.0061m$

- Le déplacement du au retrait : Le déplacement du au retrait est donné par la formule :

$$W_{Dr} = \varepsilon r \times \frac{L}{2}$$

AN: $W_{Dr} = 0.0035m$

- Le déplacement du au fluage : Le déplacement dû au fluage est donné par la relation suivante :

$$W_{Df} = \varepsilon_f \times \frac{L}{2}$$

AN: $W_{Df} = 0.006125m$

Donc déplacement différées $WD = 9.625 \times 10^{-3}m$

- Le déplacement du au séisme :

déjà calcul dans l'étude sismique et on trouve $W_S = 0.072$ m

Donc le souffle est estimé à W=36mm

IX.6.2. Choix de type de joint

Le joint de chaussé est choisi selon le souffle calculé, et à l'aide le catalogue CIPEC proposé par le constructeur FREYSSINET.

Souffle	S<50	50≤S≤60	60≤S≤80	80≤S≤110	110≤S≤160	160≤S≤230	230≤S≤250	S>250
WP	-	-	-	-	-	-	WP250	WP*
Wd	-	Wd60	Wd80	Wd110	Wd160	Wd230	-	-
WOSd	-	WOSd50	WOSd75	WOSd100	-	-	-	-
WR	-	WR50	WR75	-	-	-	-	-
JEP	JEP3	JEP5	JEP8	-	-	-	-	-

Figure IX-7: type de joint de chaussée.

Après avoir calculé le souffle on a eu un déplacement 36 mm, pour des faibles souffles on choisit le joint JEP3.

Les caractéristiques de ce type de joint représentent dans la figure au dessues :

Type	ØL	A min.	A max.	B min.	B max.	D min.	D max.	H	C	E	F
JEP3	30	30	60	80	110	10	40	80	140	60	55
JEP5	50	25	75	75	125	10	60	80	140	75	59
JEP8	80	25	105	75	155	10	90	80	140	95	59

Figure IX-8: Les caractéristiques des joints

IX.7. CONCLUSION

Les équipements d'un pont jouent un rôle clé dans sa conception, son fonctionnement et sa résistance. Ils permettent au pont d'assurer la sécurité et le confort des usagers, notamment en cas de séisme, en contribuant à sa stabilité.

CHAPITRE X :
ETUDE DE LA PILE

X.1. INTRODUCTION

L'étude de l'infrastructure constitue une composante essentielle du projet, étroitement liée à l'ouvrage dans son ensemble. Son objectif principal est d'assurer la transmission des charges permanentes et d'exploitation vers le sol de fondation

Dans ce dernier chapitre, nous détaillerons les différentes étapes du dimensionnement de l'infrastructure de notre ouvrage.

X.2. ÉTUDE DE LA PILE

La pile est un appui intermédiaire dont la fonction est de transférer les efforts dus aux charges permanentes et variables vers le sol de fondation. Elle joue un rôle déterminant dans la résistance globale de l'ouvrage.

Elle comporte deux parties :

- Les fûts et le chevêtre : leur rôle est de transmettre les charges et les surcharges aux Fondations.
- La fondation "semelles et pieux " : C'est la base de l'ouvrage, elle reçoit la descente des charges et les transmets au sol.

X.3. PRE DIMENSIONNEMENT DES PILES

X.3.1. Dimensions

- **Chevêtres**

C'est l'élément sur lequel repose les poutres et assure la transmission des charges aux fûts.

- Longueur : L = 13.25 m.
- Largeur : e = 2.30 m.
- Hauteur : H = 1,50m.

- **Fûts - colonne à section circulaire**

Leur rôle est la transmission des efforts provenant du chevêtre à la semelle. Nous allons prendre trois colonnes à un diamètre fixe de 1,6 m et un entraxe de 4,42 m.

La hauteur est variée de :11.60 m à 14.8m.

- **Semelles**

Son rôle est de transmettre les efforts au sol.

- Epaisseur : 2.80m.
- Largeur : 9.60 m.
- Longueur : 13.25m.

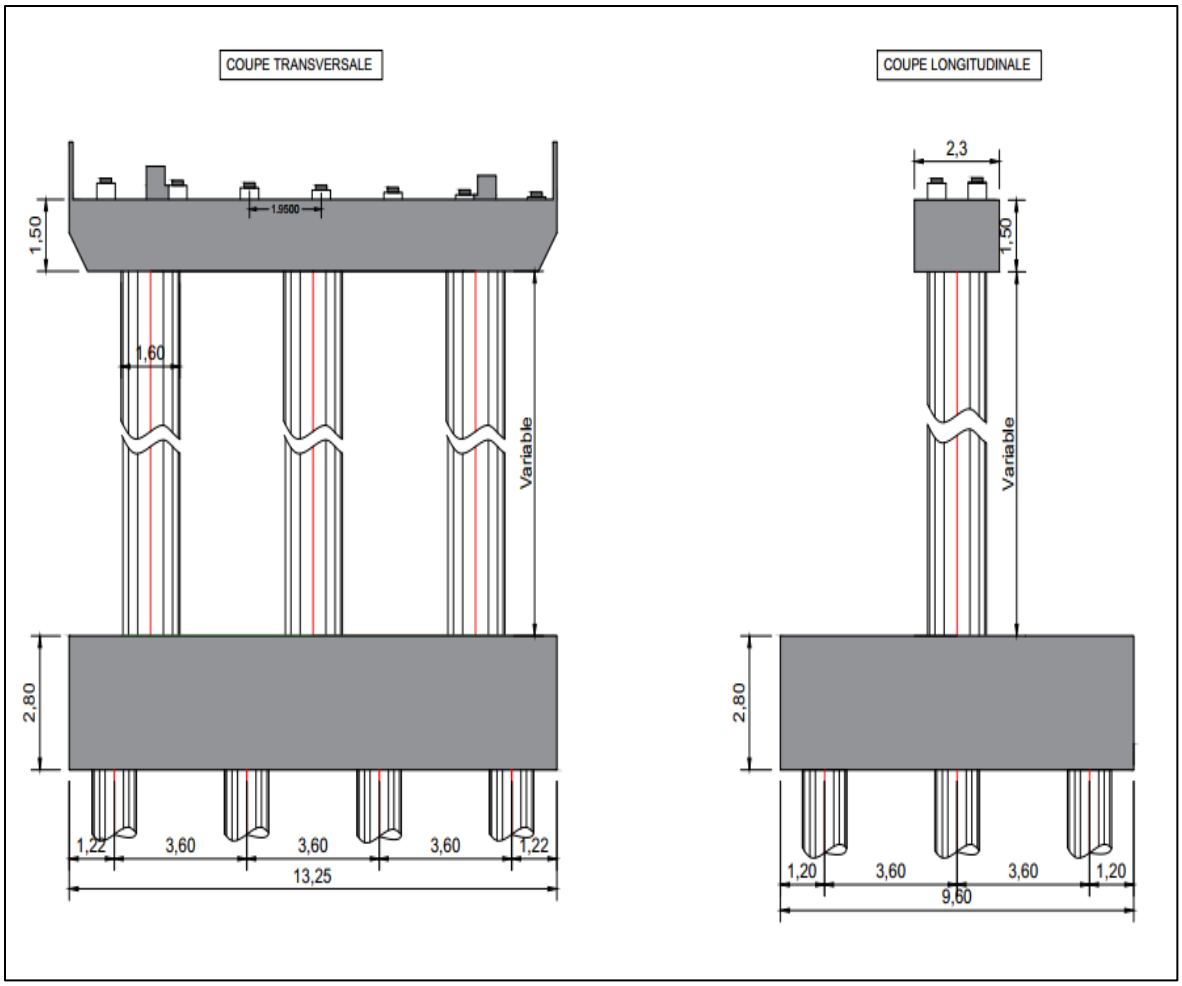


Figure X-1: Pré-dimensionnement de la pile.

X.3.2. Implantation Des Piles

Tableau X-1: Implantation et hauteurs des piles.

N° pile	Position	Type fondation	N° fûts	$Ø_{fût}$(m)	$H_{moy\ fûts}$(m)	H (m)
P1	PK92+111	Profonde	3	1.6	14.8	16 .3
P2	PK 92+147	Profonde	3	1.6	12.5	14
P3	PK 92+183	Profonde	3	1.6	12.1	13.6
P4	PK 92+219	Profonde	3	1.6	11.95	13.45
P5	PK 92+255	Profonde	3	1.6	12.16	13.66
P6	PK 92+291	Profonde	3	1.6	14.4	15.9
P7	PK 92+327	Profonde	3	1.6	11.6	13.1

X.3.3. Vérification De La Stabilité De La Pile Vis-A-Vis Du Flambement

On doit vérifier que : $\lambda = \frac{lf}{i} \leq 70$

lf: longueur du flambement de la pile la plus haute pour la partie poutre on a :

$$lf = 0{,}7 \times I_0 = 10.36\ m$$ (I_0 : est la hauteur du fût)

i : rayon de giration de la section : $i = \sqrt{\frac{I}{S}} = \frac{D}{4} = 0.4$ m

$\lambda = 25.9 < 70$ ⟶ Pas de risque de flambement

X.4. DESCEND DES CHARGES

X.4.1. Pile Pris En Considération Dans Le Calcul

Pour la suite de calcul on va consacrer notre étude sur la pile qui présente une hauteur max.

La pile concernée par le calcul est la Pile **P01.**

X.4.2. Evaluations Des Efforts Dus A La Pile

Tableau X-2: efforts dus à la pile

Design	N (KN)	H (KN)	/FV/o (x/o)	/FH/O/a (y/a,o)	MFV/o	MFH/o
Semelle	8904,00	/	0,00	1,40	0,00	/
Fûts	2231,79	/	0,00	10,20	0,00	/
Chevêtre	1142,81	/	0,00	18,35	0,00	/
G Tablier	9647,26	/	0,00	19,10	0,00	/
Hf+r	/	141,49	/	19,10	/	2702,41
HT°	/	89,14	/	19,10	/	1702,52
Somme	21925,86	194,97	/	/	0,00	3723,92

X.4.3. Efforts Dus Au Tablier

Tableau X-3: Efforts dus au tablier

Design	N (KN)	H (KN)	/FV/o (x/o)	/FH/O/a (y/a,o)	MFV/o	MFH/o
(Al)	1666,98	/	0,00	/	0,00	/
(Bc)	1466,94	/	0,00	/	0,00	/
Mc120	1086,57	/	0,00	/	0,00	/
D240	1796,57	/	0,00	/	0,00	/
AL	/	77,95	/	19,10	/	1488,79
Bc	/	180,00	/	19,10	/	3438,00

X.4.4. Combinaison Des Efforts

Tableau X-4: Combinaison des efforts à l'ELS

Combinaison	N	H	MH	MV	M
G+0.6T	21865,54	194,96	3645,93	0	3645,93
G+1.2Al+0,6T	23865,91	288,50	5395,07	0	5395,07
G+1.2Bc+0,6T	23625,86	410,96	7685,13	0	7685,13
G+Mc120+0,6T	22952,10	194,96	3645,93	0	3645,93
G+D240+0,6T	23662,11	194,96	3645,93	0	3645,93

Tableau X-5: Combinaison des efforts à l'ELS

Combinaison	N	H	MH	MV	M
1,35G	29518,48	271,23	5072,02	0	5072,02
1.35G+1.6Al+0,9*T	32185,64	395,94	7404,21	0	7404,21
1.35G+1.6B+0,9*T	31865,57	559,23	10457,62	0	10457,62
1.35G+1.35Mc120+0,9T	31943,85	271,23	5072,02	0	5072,02
1.35G+1.35D240+0,9T	29518,48	271,23	5072,029	0	5072,029

X.5. ETUDE DES ELEMENTS DE LA PILE

X.5.1. ETUDE DES PIEUX

- **Nombre de pieux**

Nous avons supposé 03 files de 04 pieux chacune, donc un nombre total : **N = 12 pieux.**

- **Effort revenant à chaque pieu :**

$$Ni = \frac{N}{n} \pm \frac{My \times X}{\sum X^2}$$

n : nombres des pieux.
N : effort normal.
My : moments moment maximal.
X : la distance des pieux par rapport à l'axe de la semelle. X =3.60 m.

Tableau X-6: Effort revenant à chaque pieu

Etat	Rmin (KN)	Rmax (KN)
ELS	1714.23	2233.47
ELU	2304.77	3015.14
ELA	450	5100

- **Actions sur les pieux**

En suivant la méthode de WARNER, le calcul se fait comme suit :

D'abord, on calcule le coefficient d'amortissement donné par :

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{b \times Cu}{4EI}}$$

Avec :

b : diamètre du pieu **; b=1,2m.**

Cu : Module de réaction du sol ; **Cu=30 MN/m^3.**

E : Module d'élasticité du béton ; **E=33000 MPa.**

I : Moment d'inertie du pieu ; **I=0,1018 m^4.**

Donc : **λ =0.228** ; d'où : **λ L=3,19** (L étant la longueur du pieu).

À partir du tableau de WARNER, on tire les valeurs suivantes :

$$\lambda \times L = 3.19 \quad \begin{cases} \chi_{\Theta p}=1.18 \\ \chi_{\Theta M}=1.49 \end{cases}$$

- **Effort tranchant en tête du pieu**

ELS: HMax = 391.47kN $\bar{P}$=32.62

ELU: HMax = 532.13kN $\bar{P}$=44.34

ELA : HMax = 3300.07kN $\bar{P}$=275.01

Le moment en tête du pieu donné par la relation suivante :

$$M=\frac{x\Theta p}{x\Theta M}\times\frac{\bar{P}}{\lambda}$$

les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau X-7: **Résultats des efforts tranchant, normal et moment fléchissant.**

	ELU	ELS	ELA
Effort tranchant (KN)	44.34	32.62	275.01
Moment fléchissant (KN.m)	154.05	113.33	955.37
Effort normal (KN)	2309.36	1714.23	2906.38

- **Ferraillage des pieux :**

Le pieu est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée. La section d'acier est calculée à l'aide du logiciel ROBOT EXPERT 2010.

Section d'acier : AS=113.1 cm2 Donc on prend : 24HA25 avec ST=15 cm.

Armatures transversales :

On prend : 2Ø14 Avec : e = 15 cm dans la zone critique.et e= 30 cm dans la zone courant.

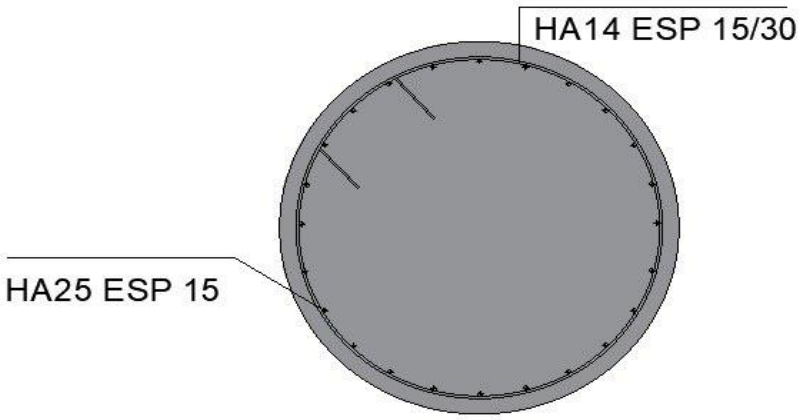


Figure X-2: Ferraillage des pieux

X.5.2. ETUDE DE LA SEMELLE

On applique la méthode des bielles mentionné dans le document technique Setra Piles, cette méthode est valable si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\begin{cases} \alpha \geq 45° \\ h \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4} \end{cases}$$

Avec :

L : entraxe des deux files de pieux, **L= 3.6 m**

b : diamètre de fut, **b=1.6 m**

h : hauteur utile de la semelle **h=H - 0.1= 2.7 m.**

On a:

$$\begin{cases} \alpha \geq 45° \; ; \quad \tan^{-1}\left(\frac{h}{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}}\right) = 62.62\,° \\ h \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4} \; ; \quad h = 2.7\ m \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4} = 1.4\ m \end{cases}$$ **les conditions sont vérifiées.**

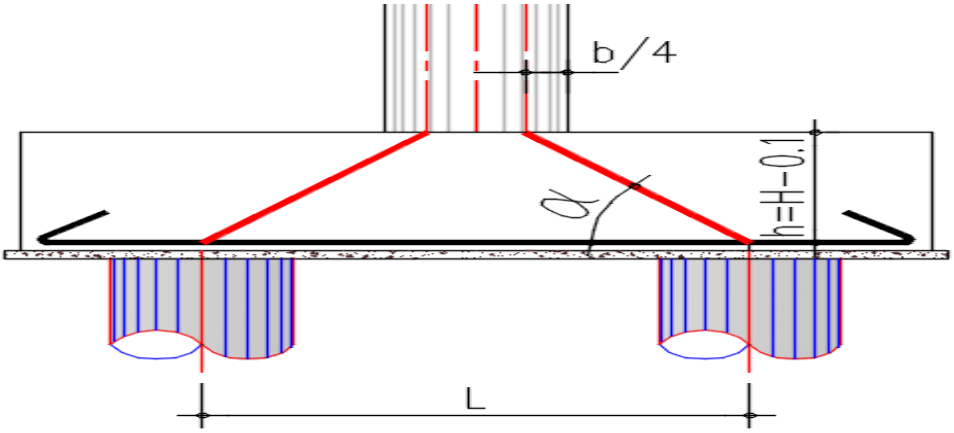


Figure X-3: Application de la Méthode de Bielle

- **Ferraillage de la semelle**

La section d'armature transversale inférieure est donnée par :

$$A_s = \frac{Ni}{\bar{\sigma a}} \times \frac{\left(\frac{L}{2} - \frac{b}{4}\right)}{h}$$

Condition normale :

Nmax = 2,24MN, et $\bar{\sigma}$=333,33MPa.

D'où : $A_{s\text{-}ELS}$ = **34.74 cm²**

Condition sismique :

Nmax = 5.10 MN, et $\bar{\sigma}$= 500MPa

AS = 52.89cm2

Les armatures transversales placées dans les bandes axées sur les pieux, ayant une largeur(L) telle que : **$L = h + Ø_{pieu} = 3.9$ m.**

As = 52,89/3,9 = 13,56 cm2 /ml ; soit 5 HA20/ml avec un espacement de 20 cm

Armatures longitudinales inférieure :

- $As_1 = As/2$; Soit : 5HA14, avec un espacement de 20 cm.

Armatures transversales supérieure :

- $As_2 = As/3$; Soit : 5HA14, avec un espacement de 20 cm.

Armatures longitudinales supérieure :

- $As_3 = As/4$; Soit : 5HA12, avec un espacement de 20 cm.

Armatures latérales :

- $As_4 = As/10$; Soit : 5HA12, avec un espacement de 20 cm.

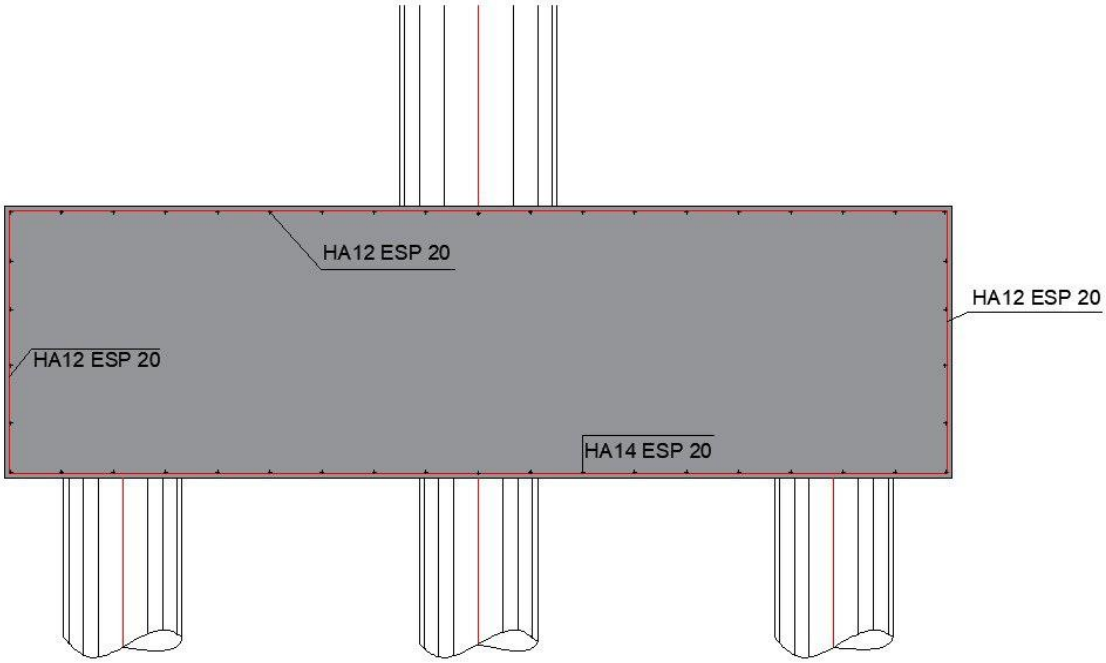


Figure X-4 Ferraillage de la semelle

X.5.3. ETUDE DES FUTS

Les fûts ont pour rôle de transmettre les efforts dus aux charges et surcharges aux fondations, étant soumise à une flexion composée, ils sont sollicités que par un effort vertical appliqué au centre de gravité de la section et un effort horizontal.

Les colonnes présentent les dimensions suivantes :

- **Evaluation des efforts**

Tableau X-8: efforts agissant les futs

Design	N (KN)	H (KN)	/FV/o (x/o)	/FH/O/a (y/a,o)	MFV/o	MFH/o
Fûts	2231.79	/	0.00	7.40	0.00	
Chevêtre	1142.81	/	0.00	15.55	0.00	
G Tablier	9647.26	/	0.00	16.30	0.00	
Hf+r	/	127.34	/	16.30		2075.62
HT°	/	80.22	/	16.30		1307.64
Somme	13021.86	207.56	/	/	0.00	3383.26
(Al)	1666.98	/	0.00	/	0.00	/
(Bc)	1466.94	/	0.00	/	0.00	/
Mc120	1086.57	/	0.00	/	0.00	/
D240	1796.57	/	0.00	/	0.00	/
Al	/	77.95	/	16.30	/	1270.54
Bc	/	180.00	/	16.30	/	2934.00

- **Combinaison des efforts**

Tableau X-9: Combinaisons d'actions aux fûts à l'ELS

Combinaison	N	H	MH	MV	ΔM
G	13021.86	175.47	2860.21	0.00	2860.21
G+1.2Al+ST	15022.24	269.01	4384.85	0.00	4384.85
G+1.2Bc+ST	14782.18	391.47	6381.01	0.00	6381.01
G+Mc120	14108.43	175.47	2860.21	0.00	2860.21
G+D240	14818.43	175.47	2860.21	0.00	2860.21

Tableau X-10: Combinaisons d'actions aux fûts à l'ELU

Combinaison	N	H	MH	MV	ΔM
1,35G	17579.51	244.11	3978.97	0.00	3978.97
1.35G+1.6Al+1.6ST	20246.68	368.82	6011.83	0.00	6011.83
1.35G+1.6B+1.6ST	19926.61	532.11	8673.37	0.00	8673.37
1.36G+1.35Mc120	20004.88	244.11	3978.97	0.00	3978.97

1.35G+1.35D240	17579.51	244.11	3978.97	0.00	3978.97

- **Sollicitations les plus défavorables :**

Tableau X-11: Sollicitations plus défavorables sur fut

	Nmax (KN)	M (KN.m)	Tmax (KN)
ELS	4927.39	2127	130.49
ELU	6642.20	2891.12	177.37
ELA	4510	4719.01	931

- **Ferraillage des futs :**

Section d'acier :

Par Robot expert As=201,1 cm2 ; on prend une nappe de 26HA32 (As=209.10 cm2), avec e=18cm.

Cerces transversales :

Par Robot expert : 2Ø16, avec un espacement de 15 cm dans la zone critique et 30 cm dans la zone courants.

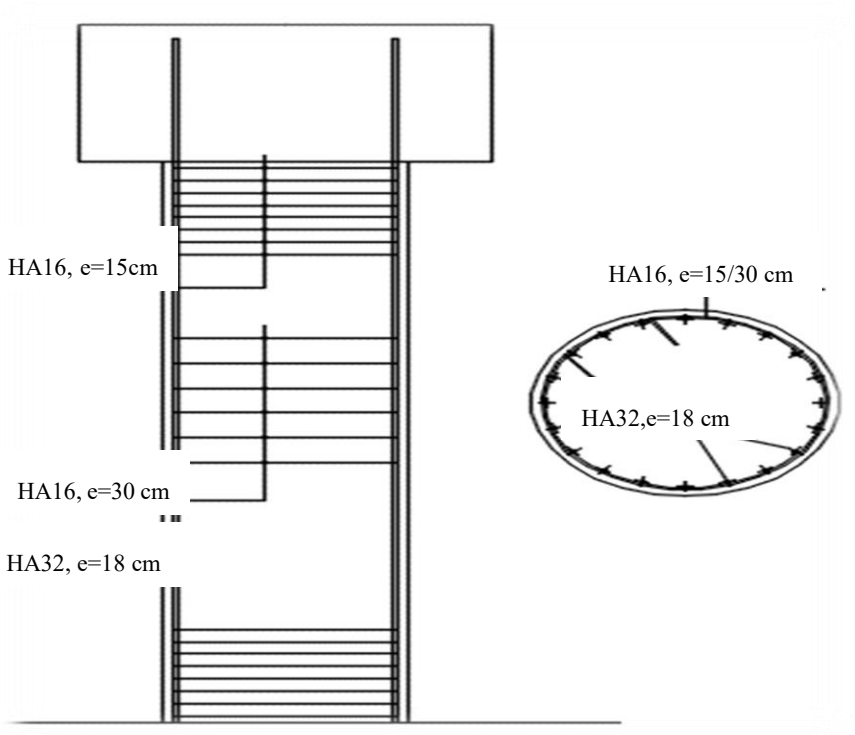


Figure X-5: Ferraillage des futs

X.5.4. ETUDE DU CHEVETRE

L'étude du chevêtre est faite sur deux étapes, une étude à la flexion et une étude à la torsion.

Le chevêtre étudié est appuyé sur trois fûts, il est présenté par le schéma statique ci-dessous (La modélisation du chevêtre est faite à l'aide du logiciel **Robot Structural Analysis 2019).**

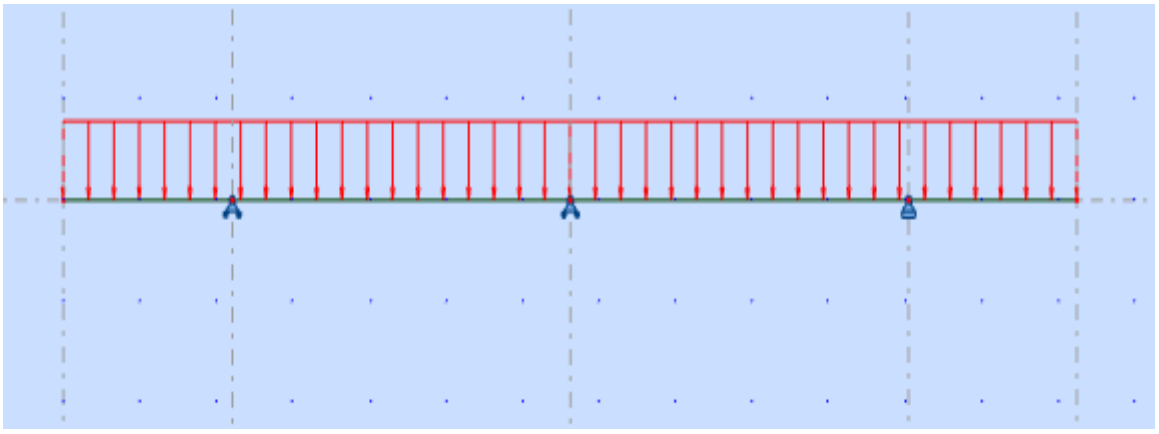


Figure X-6: Modélisation du chevêtre

X.5.4.1. Dimensionnement à la flexion

Les résultats du moment fléchissant obtenus à l'ELS et à l'ELU pour la combinaison la plus défavorable :

Les résultats de calcul des efforts internes sont donnés aux diagrammes suivants :

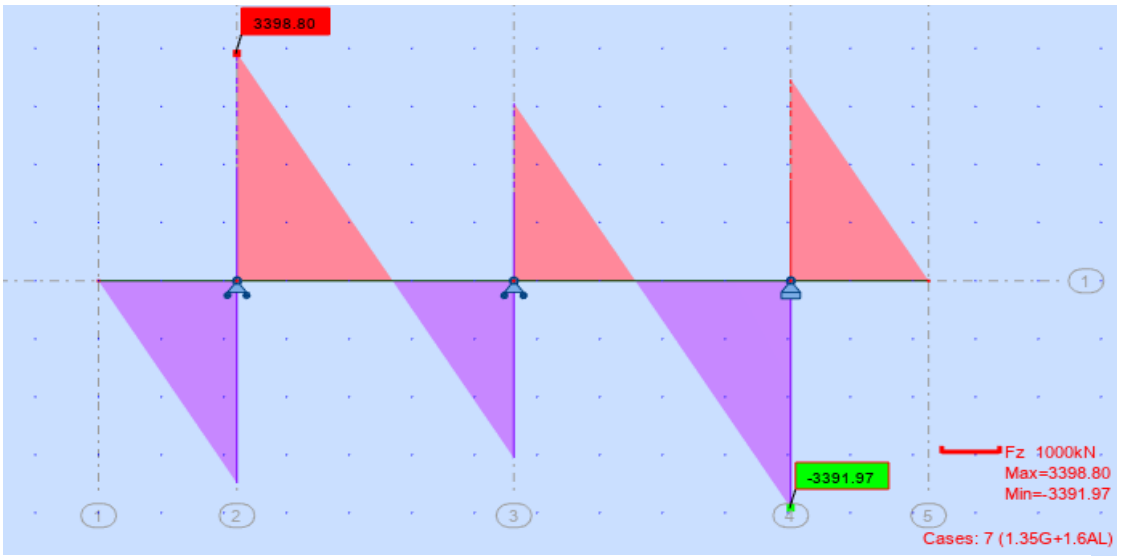


Figure X-7: Les efforts tranchants Tmax ELU sur le chevêtre avec le logiciel

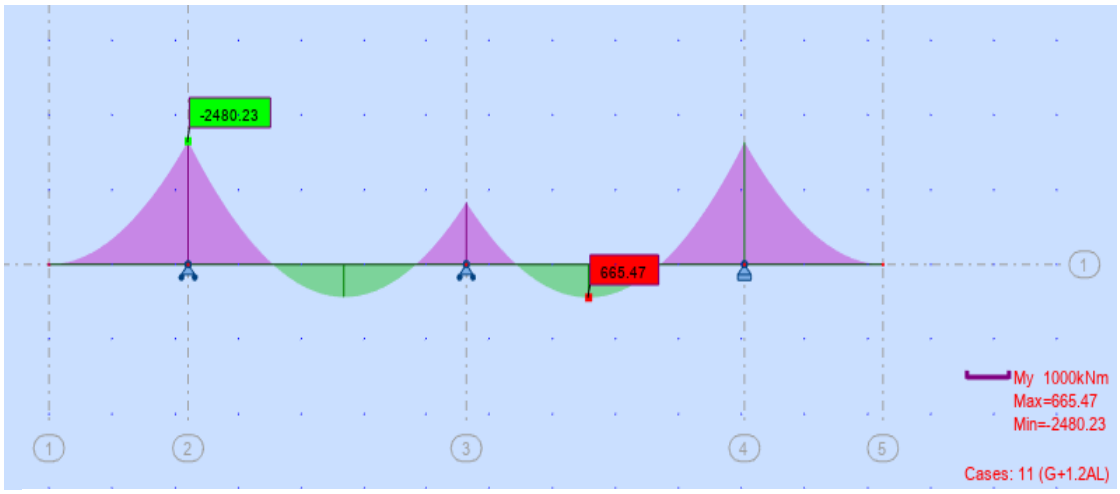


Figure X-9: Les moments Mmax ELS sur le chevêtre avec le logiciel

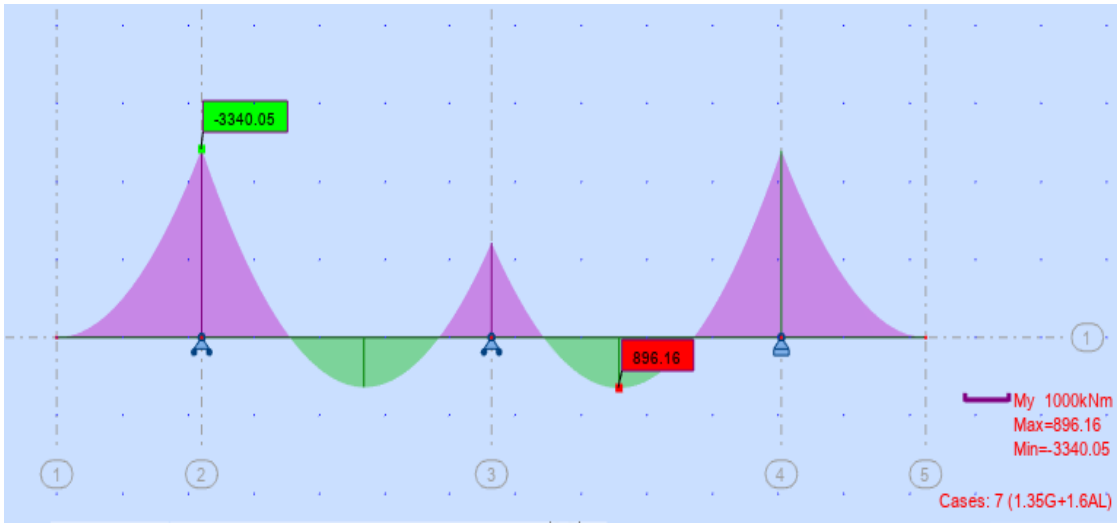


Figure X-8: Les moments Mmax ELU sur le chevêtre avec le logiciel

➢ **Ferraillage de chevêtre**

- **Armatures transversales**

On a Tmax ELU = 3398.80 KN ; donc avec Robot expert : 2 Cadres de HA14, esp = 10 cm dans la zone critique et 15 cm dans la zone courante.

Les résultats de ferraillage sont donnés au tableau ci-dessous :

Tableau X-12: Ferraillage du chevêtre à la flexion

Sollicitations	M_{maxELU} (KN.m)	M_{maxELS} (KN.m)	A(cm²)	Armatures (cm²)	As(cm²)	Espacement (cm)
Sur Appui	3340.05	2480.23	89.9	12HA32	96.51	18
Mi -Travée	896.16	665.47	33.4	12HA20	37.70	18

X.5.4.2. Dimensionnement à la torsion

La torsion dans le chevêtre est due à l'excentricité des appareils d'appui par rapport à son plan de symétrie. Cette torsion ne peut avoir lieu que lorsqu'**une seule travée est chargée'**.

Pour déterminer le ferraillage nécessaire pour résister aux efforts de torsion, On considère une section de forme rectangulaire ayant pour hauteur celle de chevêtre et de la largeur Lt limitée au diamètre du fût.

La Hauteur de chevêtre :

$$\begin{cases} L_t = L_c & \text{si} \quad L_c \leq \Phi + H_c \\ L_t = L_c + \Phi & \text{si} \quad L_c > \Phi + H_c \end{cases}$$

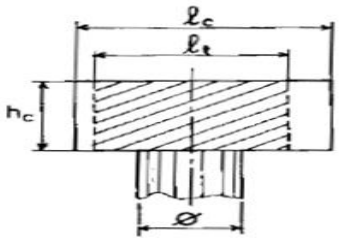


Figure X-10: schéma explicatif

Nous avons :

Tableau X-13: résulta

Lc(m)	Hc(m)	Φ(m)
2.3	1.5	1.6

⟹ Alors : Lc=Lt=2.3 m.

La contrainte tangente de torsion est donnée par :

$$\tau_b = \frac{C}{2\,\Omega\, b_n}$$

b_n : l'épaisseur de la paroi de la section creuse équivalente**,** $b_n = H_c/6$.

C : moment de torsion maximal par ml ; C= max (C1 ; C2) = P × e (C1 étant le moment de Torsion en phase de construction et C2 le moment de torsion en service).

Ω : l'aire du torsion, **Ω**= $(H_c - b_n)\times (L_t - b_n)$.

La section de ferraillage donnée par la relation suivante :

$$A_s = \frac{1}{\bar{\sigma}_a} \times \frac{C \times P}{2\,\Omega}$$

P : Périmètre du chevêtre.

$\bar{\sigma}_a$: Contrainte admissible de l'acier

- **Application numérique**

Tableau X-14:paramètre de calcul

bn**(m)**	**Ω(m)**	P**(m)**	C1**(KN.m/ml)**	C2**(Kn.m/ml)**	C**(Kn.m/ml)**	$\bar{\sigma}_a\ (MPa)$
0.25	2.56	7.1	94.94	74.57	94.94	333.33

Donc : As = 3.95 cm², On opte pour 4HA12 (As'=4.52 cm²). Avec un espacement de 25 cm

- **Vérification des contraintes tangentielles**

La condition a vérifié est :

$$\tau_b^2 + \tau_v^2 \leq \tau_{lim}^2$$

Avec :

$\boldsymbol{\tau_v = \frac{Vu}{b0 \times d}}$ = 1.094 MPa ($b_0 = L_c$; $d = 0.9H_c - V_u$)

$\boldsymbol{\tau_b = \frac{C}{2\Omega bn}} = 0.17$ MPa

τ_{lim}= min {$0.2f_{c28} / \gamma_b$; 5MPa} = 3,6 MPa.

Donc :1.68MPa≤ 12,96 MPa**.**

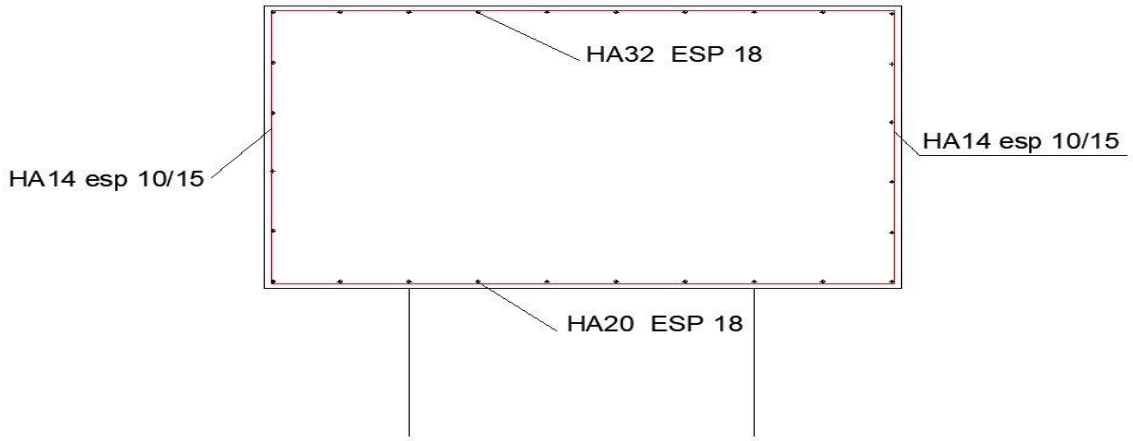


Figure X-11: Ferraillage du chevêtre

X.6. CONCLUSION

L'étude de l'infrastructure abordée dans ce chapitre traite le dimensionnement, ainsi la stabilité de la pile tout en vérifiant le ferraillage de ses éléments, qui lui permettrait d'avoir un fonctionnement adéquat, d'où l'ouvrage peut-être exploite en toute sécurité.

CHAPITRE XI :
CONCEPTION ET ETUDE DE LA CULEE

XI.1. INTRODUCTION

La culée est l'un des éléments essentiels de la structure générale du pont. Son rôle principal consiste à assurer le raccordement de l'ouvrage au terrain, de manière à garantir une continuité entre la chaussée de la route et celle portée par le pont.

Dans ce chapitre, nous étudions et concevons les différents éléments constitutifs de la culée, en analysant leur fonction et les efforts auxquels ils sont soumis.

XI.2. CHOIX DU TYPE DES CULEES

La conception des culées est tout à fait classique. Il s'agit en effet de piles-culées partiellement ou complètement enterrées ou de culées à mur de front apparent encore appelées culées remblayées.

Les culées sont complétées par des murs de tête, en aile ou en retour, qui sont relativement importants dans le cas des culées remblayées. L'emploi de murs en retour suspendus présente l'avantage de s'opposer aux poussées des terres.

On distingue trois types des culées :

1. Culées enterrées : sont noyées dans le remblai d'accès à l'ouvrage.
2. Culées remblayées : constituées par un ensemble de murs ou voiles en béton armé.
3. Culées creuses : sous forme d'une boîte renversée.

XI.3. MODELE DES CULEES ADOPTEES

En analysant les données naturelles du site, la meilleure option est d'adopter une culée remblayée, elle comporte les éléments constructifs suivants :

- Un mur frontal sur lequel s'appuie le tablier.
- Deux murs en retour qui ont pour rôle d'assurer le soutènement des terres de remblais.
- Un mur de garde grève destiné à protéger l'about du tablier en retenant les terres et assurer la fixation du joint de chaussée.
- Corbeau arrière sur lequel s'appuie la dalle de transition.
- Dalle de transition qui limite les tassements de chaussée et assure le confort des usagers lors de déplacement d'un milieu souple qui est la route à un milieu rigide qui est le pont., composée de mur frontale, mur en routeur, mur garde grève, dalle de transition.

XI.4. PRE DIMENSIONNEMENT DE LA CULEE

La culée qui prit en considération pour le calcul est celle qui présente une hauteur maximale. Soit la **Culée C01** (Côté gauche) au **PK : 92+075.**

D'après le profil en long de l'ouvrage on trouve que la hauteur de la culée + semelle est de 10.20m.

Le prédimensionnement de la culée est fait selon le règlement S.E.T.R. A (PP73) .et Les dimensions sont résumées dans le tableau ci-dessous :

Tableau XI-1: Récapitulatif les dimensions des éléments de la culée.

Elément de la culée	Dimension
Mur garde grève	H= 2.5m, L = 13.25m, Ep(m)/L = 0.3m
Mur en retour	Ep(m)/L =0. 6m
La dalle de transition	H= 0.3m, L = 11.95m, Ep(m)/L = 4m
Mur frontal	H= 6.1m, L = 13.25m, Ep(m)/L = 1.4m
La semelle	H= 1.6m, L = 13.25m, Ep(m)/L = 6m

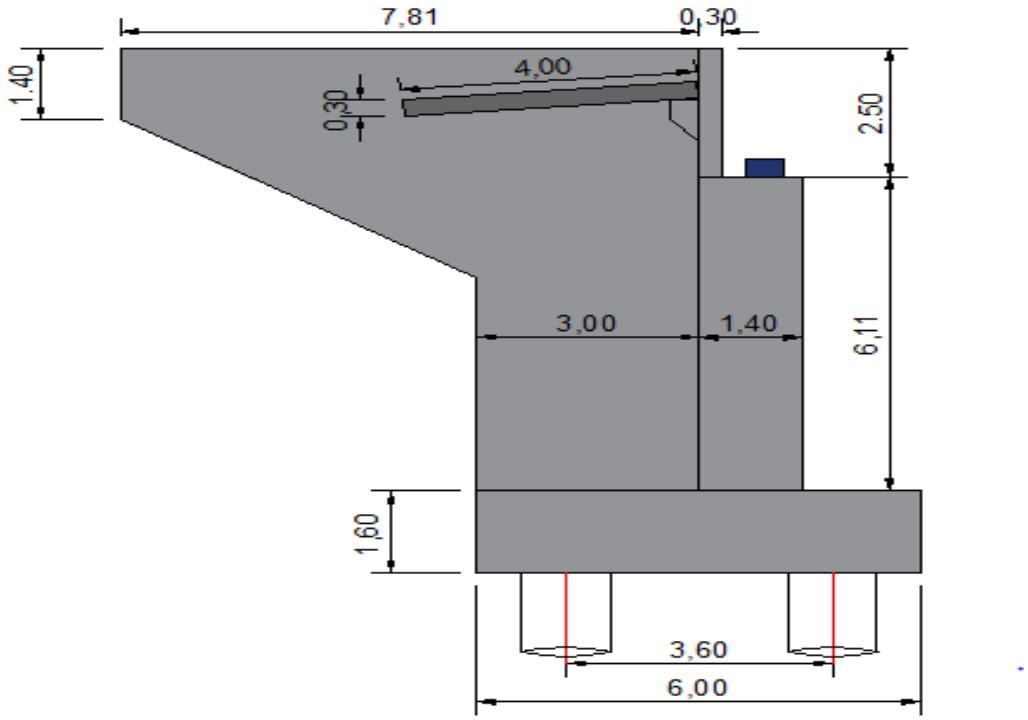


Figure XI-1: Dimensions de la culée

XI.5. ÉVALUATION DES EFFORTS SOLLICITANT LA CULEE ET VERIFICATION DE LA STABILITE DE LA CULEE

La stabilité de la culée sera vérifiée dans les conditions normales. Les efforts agissants sur la culée sont des efforts horizontaux et verticaux dus au poids propre de la culée, la charge descendante du tablier, poids des terres, effets de freinage et poussée des terres.

- Détermination du coefficient de poussée Ka

Le coefficient de poussée sera déterminé Le coefficient de poussée sera déterminé par la formule de MONOBE- OKABE qui est citée dans le RPOA :

$$kad = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2\theta \left[1 + \sqrt{\frac{\sin\phi \sin(\phi - \beta - \theta)}{\cos\theta \cos\beta}}\right]^2}$$

La poussée des terres agissant sur une hauteur h et sur un largueur L est donnée comme suit

$$Fa = \frac{1}{2}\gamma H^2 ka$$

Avec :

H : est la hauteur.

γ : est le poids des terres pour notre cas 20KN/m^3.

φ = 30° : angle de frottement interne du remblai sans cohésion.

β = 0 : angle de talus avec l'horizontale.

$\theta = \text{arctg}(\frac{k_H}{1 \pm k_V})$.

Dans cas normale sans séisme : $k_h = k_v = 0$. Donc ka=0.33

Les résultats des efforts de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau XI-2: évaluation des efforts dus au poids propre

Désignation	N(KN)	H (KN)	X	Y	$M_{FV/o}$	$M_{FH/o}$
Semelle	3180.00	/	0.00	0.00	0.00	/
Mur Frontal	2828.88	/	0.69	4.65	1951.92	/
DDT	179.25	/	-0.20	9.20	-35.85	/
Mur en retour	1197.30	/	-2.73	6.85	-3268.63	/
Corbeau	72.30	/	-0.17	8.90	-12.29	/
MGG	248.44	/	0.15	8.96	37.27	/
Poids des Terres	5367.07	/	-1.51	5.32	-8077.44	/

Poids des Terres sur DDT	404.88	/	-2.15	9.78	-870.49	/
Poussée des terres	/	4137.15	/	3.40	/	14066.31
Poids Sur 10kN/m²	361.50	/	1.50	/	542.25	/
Poussée Sur 10kN/m²	/	405.60	/	5.10	/	2068.58

Tableau XI-3: Efforts dus au tablier

Désignation	N (KN)	H (KN)	X	Y	$M_{FV/o}$	$M_{FH/o}$
Rg	4823.63	/	0.90	/	4341.27	/
R(Al)	1666.98	/	0.90	/	1500.28	/
Rbc	1466.94	/	0.90	/	1320.24	/
RMc120	1086.57	/	0.90	/	977.91	/
RD240	1796.57	/	0.90	/	1616.91	/
RST	0.00	/	0.90	/	0.00	/
Hf+r	/	70.74	/	7.70	/	544.73
HT°	/	44.57	/	7.70	/	343.18
Frein Al	/	155.89	/	7.70	/	1200.39
Frein Bc	/	180.00	/	7.70	/	1386.00

- Vérification de stabilité au renversement

On compare la somme des moments des forces qui tendent à renverser le mur et la somme des moments des forces stabilisantes.

$$\frac{\sum Ms}{\sum Mr} \geq 1.5$$

Avec :

Ms : moment stabilisant (+)

Mr : moment renversant (-)

Donc : $\frac{31897.24}{12264.66}$=2.6 ≥ 1.5 (Vérifiée)

➢ **Combinaison des efforts**

les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau XI-4: Combinaison des efforts à L'ELS

	N (KN)	H (KN)	MH(KN.m)	MV(KN.m)	ΔM
G+0.6T	18301.74	4234.64	16885.52	-5934.25	10951.27
G+0.6T+1.2Q	18735.54	4721.36	19367.81	-5283.55	14084.27
G+0.6T+1.2A(l)	20302.12	4421.71	18325.99	-4133.91	14192.08
G+0.6T+1.2Bc	20062.07	4450.635	18548.72	-4349.95	14198.77
G+0.6T+Mc120	19388.31	4234.64	16885.52	-4956.34	11929.18
G+0.6T+D240	20098.31	4234.64	16885.52	-4317.33	12568.19

Tableau XI-5: Combinaison des efforts à L'ELU

	N (KN)	H (KN)	MH(KN.m)	MV(KN.m)	ΔM
1.35G+0.9T	24707.35	5720.77	20033.76	-8011.23	12022.53
1.35G++0.9T+1.6Q	25285.75	8372.00	30355.30	-9947.56	20407.74
1.35G+0.9T+1.6(A(l))	36022.09	7972.47	28966.20	-8414.71	20551.49
1.35G+0.9T+1.6(Bc)	35702.02	8011.04	29263.18	-8702.78	20560.40
1.35G+0.9T+1.35Mc120	34821.79	5720.77	20033.76	-9494.99	10538.78
1.35G+0.9T+1.35D240	35780.30	5720.77	20033.76	-8632.33	11401.43

XI.6. ETUDE SISMIQUE DE LA CULEE

On fait les calculs sur 3 cas favorables de séismes correspondant à :

- 1éme cas : cas de séisme « horizontal ; 1+kv » Kh= 0,20
- 2éme cas : cas de séisme « horizontal ; 1-kv » Kh= 0,20
- 3éme cas : cas de séisme « vertical » Kv= 0.3 × kh = 0,06

Pour les calculs du coefficient de poussée Dans les conditions sismiques, le coefficient de poussée sera déterminé par la formule de MONOBE- OKABE qui est citée dans le RPOA

Le calcul se fait sous les 3 cas montrés au tableau suivant :

Tableau XI-6 : Valeurs des coefficients de poussée.

Action du séisme	Notation	k_H	k_V	θ °	K_{ad}
Horizontal ; 1+kv	Cas N°1	0,20	0,06	10.68	0.46
Horizontal ; 1-kv	Cas N°2	0,20	-0,06	12.01	0,48
Vertical	Cas N°3	0	0.06	0	0.33

XI.6.1. Evaluations Des Charges Sismiques Permanentes

Lorsque la culée est impactée par un séisme, les masses des éléments de la culée vont avoir des forces dues à ce séisme. Le tableau au-dessous présente les résultats du calcul des charges sismiques des éléments de la culée. Tel que :

$$N_{sismique} = N_{statique} \times KV$$

$$H_{sismique} = H_{statique} \times KH$$

Tableau XI-7: charges sismique permanents

Désignation	N (KN)	H (KN)	FV(x/o)	IFH(y/o)	$M_{FV/o}$	$M_{FH/o}$
Semelle	190.80	636.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Mur F	169.73	565.78	0.69	4.65	117.12	2630.85
DDT	10.76	35.85	-0.20	9.20	-2.15	329.82
Mur en R	71.84	239.46	-2.73	6.85	-196.12	1640.30
Corbeau	4.34	14.46	-0.17	8.90	-0.74	128.69
MGG	14.91	49.69	0.15	8.96	2.24	445.20
Poids des Terres	322.02	1073.41	-1.51	5.32	-484.65	5710.56
Poids des T sur DDT	24.29	80.98	-2.15	9.78	-52.23	791.95

XI.6.2. Evaluation Des Charges Sismiques Dues A La Poussée Dynamique Des Terres

La valeur de la poussée dynamique globale sous séisme, comportant à la fois les effets statiques et dynamiques de la poussée active des terres, et appliquée à mi-hauteur de mur, est donnée par la formule suivante :

$$Fah = \frac{1}{2}\gamma(1 \pm kv)H^2 kad$$

Tableau XI-8: Charges Sismiques dues à la poussée dynamique des terres

Désignation	N (KN)	H (KN)	IFH(y/o)	$M_{FH/o}$
Pad (1-kv)	/	5707.10	3.400	19404.16
Pad (1+kv)	/	6162.80	3.400	20953.51

Tableau XI-9: Sommation des efforts sismiques dus à la culée

CAS	Nc (kN)	Vc (kN)	Mc (Kn.m)
1	0.00	8858.42	32630.89
2	0.00	8402.73	31081.53
3	808.69	0.00	-616.53

XI.6.3. Évaluation des charges sismiques dues au tablier :

Les composantes du séisme pour culée sont calculées précédemment, les valeurs sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau XI-10: Efforts sismiques du tablier agissant sur la culée

Désignation	N (KN)	H (KN)	IFV(x/o)	IFH(y/o)	$M_{FV/o}$	$M_{FH/o}$
SeismeTablier	682.63	1574.07	-0.90	-7.70	-614.37	-12120.3

XI.6.4. Les charges sismiques totales (culée + tablier) :

Les efforts sismiques de la culée et de la poussée dynamique seront ajoutés à l'effort sismique du tablier sur la culée à la racine des carrés de leurs valeurs.

$$NT = \sqrt{Nculée^2 + Ntablier^2}$$

$$HT = \sqrt{Hculée^2 + Htablier^2}$$

$$MT = \sqrt{Mculée^2 + Mtablier^2}$$

Tableau XI-11: charges sismiques totales

CAS	N (kN)	V (kN)	M (Kn.m)
1	0.00	8997.18	34809.16
2	0.00	8548.89	33361.12
3	1058.28	0.00	870.38

XI.6.5. Combinaisons état limite ultime ELA

Les combinaisons à utiliser à l'ELA sont :

- P max - H + 0,3V.
- P min - H - 0,3V.
- P max + V - 0,3H.
- P min - V - 0,3H.

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau XI-12: Les combinaisons d'action à L'ELA à la base de la semelle.

	N	V	M
P max - H + 0,3V	14154.91	9112.90	-39267.91
P min - H - 0,3V	13377.94	8659.78	-38507.02
P max + V - 0,3H	14895.71	2814.87	-14292.23
P min - V - 0,3H	12637.14	2675.56	-15763.50

- Pmax : effort statique maximal
- Pmin : effort statique minimal
- H : effort sismique horizontal
- V : effort sismique vertical

XI.6.6. Effort revenant à chaque pieu

On prend (8) pieux (02 files de 04 pieux chacune)

$$Ni = \frac{N}{n} \pm \frac{My \times X}{\sum X^2}$$

n : nombres des pieux.
N : effort normal.
My : moments moment maximal.
X : la distance des pieux par rapport à l'axe de la semelle. X =1.8 m.

Tableau XI-13: Effort revenant à chaque pieu.

Etat	Rmin (KN)	Rmax (KN)
ELS	1363.87	3523.33
ELU	1743.52	5929.95
ELA	-1001.86	4496.30

XI.7. ETUDE DES ELEMENTS DE LA CULEE

XI.7.1. ETUDE DE MUR FRONTAL

Le mur frontal est fixé dans la semelle et subit une flexion composée. Ses principales sollicitations proviennent des charges permanentes, du poids de la superstructure, de la poussée des terres, des surcharges sur les remblais et des surcharges d'exploitation.

XI.7.1.1. Evaluation Des Efforts

Le calcul est résumé dans le tableau suivant :

Tableau XI-14: Efforts statiques agissants sur le mur frontal

Désignation	N (KN)	H (KN)	X	Y	$M_{FV/o}$	$M_{FH/o}$
Mur F	2828.875	/	0	3.05	0	/
DDT	179.25	/	-0.9	7.60	-161.325	/
Corbeau	72.3	/	-0.87	7.30	-62.901	/
MGG	248.4375	/	-0.55	7.36	-136.6406	/
Poids terres sur DDT	404.88	/	-0.9	7.60	-364.392	/
Poussée Mur Frontal	/	2736.04	/	2.86	/	7825.074
Poussée Sur10kN/m²	/	318.14	/	4.3	/	1368.002

Tableau XI-15: Efforts dus au tablier agissant sur mur frontal.

Désignation	N (KN)	H (KN)	X	Y	$M_{FV/o}$	$M_{FH/o}$
Rg	4823.6	/	0.20	/	964.73	/
R(Al)	1666.9	/	0.20	/	333.40	/
Rbc	1466.9	/	0.20	/	293.39	/
RMc120	1086.5	/	0.20	/	217.31	/
RD240	1796.5	/	0.20	/	359.31	/
Hf+r	/	70.74	/	6.12	/	432.95
HT°	/	44.57	/	6.12	/	272.76

Frein Al	/	155.89	/	6.12	/	954.07
Frein Bc	/	180.00	/	6.12	/	1101.6

XI.7.1.2. Combinaison Des Efforts

Les combinaisons de dimensionnement sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau XI-16: Combinaison des efforts à L'ELS

	N (KN)	H (KN)	MH(KN.m)	MV(KN.m)	ΔM
G+0.6T	8557.37	2833.52	8421.68	239.47	8661.15
G+0.6T+1.2Q	8557.37	3215.29	10063.28	239.47	10302.7
G+0.6T+1.2A(l)	10557.7	3020.60	9566.57	639.54	10206.1
G+0.6T+1.2Bc	10317.7	3049.52	9743.60	591.53	10335.1
G+0.6T+Mc120	9643.94	2833.52	8421.68	456.78	8878.4
G+0.6T+D240	10353.9	2833.52	8421.68	598.78	9020.46

Tableau XI-17: Tableau Combinaison des efforts à L'ELU

	N (KN)	H (KN)	MH(KN.m)	MV(KN.m)	ΔM
1.35G+0.9T	11552.4	3829.2	11393.82	323.28	11717.10
1.35G++0.9T+1.6Q	11552.4	5678.5	17570.46	436.43	18006.8
1.35G+0.9T+1.6(A(l))	18262.9	5418.9	16908.17	969.86	17878.0
1.35G+0.9T+1.6(Bc)	17942.9	5457.5	17144.22	905.85	18050.0
1.35G+0.9T+1.35Mc1200	17062.6	3829.2	11393.82	729.80	12123.6
1.35G+0.9T+1.35D240	18021.18	3829.27	11393.82	921.50	12315.3

XI.7.1.3. Ferraillage De Mur Frontal

Sollicitations les plus défavorables

- ELU : Mmax = 1362.27 KN.m/ml Ncors = 1354.18 KN/ml
- ELU : Tmax = 428.57 KN/ml Ncors = 871.88 KN/ml
- ELS : Mmax =780.01 KN.m/ml Ncors = 778.69 KN/ml

Le ferraillage est effectué par robot Expert en considérant une section rectangulaire (1×1.40) m2. (Voir ANNEXE)

- Armatures principales : As = 14 cm2, soit 5HA20/ml avec un espacement de 20cm.
- Armatures de construction : As' = As/3 = 4.67cm2, soit 5H14/ml avec un espacement de 20cm.
- Armatures transversales : As''= As/4 = 3.50cm2, soit 5HA12 avec un espacement de 20cm.

XI.7.2. ETUDE DE DALLE DE TRANSITION

La dalle de transition est une dalle en béton armé, placée sous la chaussée aux extrémités du pont, son rôle est d'éviter le dénivellement qui pourrait se produire lors des tassements éventuels des remblais derrière la culée. Elle repose sur le corbeau et sur le remblai.

XI.7.2.1. Evaluation Des Efforts

La dalle de transition se calcule comme une dalle rectangulaire supposée simplement appuyée. Elle est soumise à son poids propre, aux surcharges et le poids des remblais au-dessus de la dalle. et on évalue les efforts sur une bonde de 1 m.

- Remblais : $G_{remblais}$ =20 × 0.84 Gremblais = 19.62 kN/ml
- Poids propre de la dalle : $G_{P.\ Dalle}$ = 25 × 0.3 $G_{P.\ Dalle}$ = 7.5 kN/ml
- Revêtement : $G_{Revêtement}$ =24× 0.08 $G_{Revêtement}$ = 1.92 kN/ml
- Su Surcharge d'exploitation : Q = 10 kN/ml.

Tableau XI-18: Efforts agissants sur la dalle de transition.

Type de charge	Q (kN/ml)	M (KN.m/ml)	V (kN)
Poids propre	7.5	15	15
Revêtement	1.92	3.84	3.84
Remblai	16.8	33.6	33.6
Surcharges	10	20	20

Tableau XI-19: Combinaisons des efforts agissants sur la dalle de transition.

Cas	Combinaisons	M(KN.m/ml)
ELU	1.35MG + 1.6 MQ	102.79
ELS	MG + 1.2 MQ	76.44

XI.7.2.2. Ferraillage

La dalle de transition est sollicitée par une flexion simple.

- Armatures principales : As = 16.8cm2, soit 3HA25/ml +2HA16/ml avec un espacement de 20cm.
- Armatures de construction : As' = As/3 = 5.6cm2, soit 5HA14/ml avec un espacement de 20cm.
- Armatures transversales : As''= As/4 = 4.2cm2, soit 5HA12/ml avec un espacement de 20cm.

XI.7.3. ETUDE DU CORBEAU

Le corbeau c'est un appui pour la dalle de transition, il est soumis à la réaction de cette dernière.

XI.7.3.1. Evaluation Des Efforts

❖ **Réaction due au poids des charges - Permanentes :**

La réaction due au poids des charges permanentes est donnée par la formule suivante :

$$R_{Rem} = \frac{ql}{2}$$

L : longueur de la dalle de transition.
q : charges permanentes.

Application Numérique :

L = 4,00 m
q = 36.22 kN/ml
R_{Rem} = 72.44 kN/ml

❖ **Réaction des surcharges sur remblais :**

La réaction due aux surcharges sur remblais est donnée par la formule ci-après :

$$R_{Sur-rem} = \frac{ql}{2}$$

L : longueur de la dalle de transition.
q : surcharge sur remblais, q= 10 kN/m^2.

Application Numérique :

L = 4,00 m
q = 10 kN/ml
$R_{SUR-REM}$ = 20 kN/ml

Tableau XI-20: Combinaisons des efforts

Cas	Combinaisons	M(KN.m/ml)
ELU	1.35MG + 1.6 MQ	129.79
ELS	MG + 1.2 MQ	96.44

XI.7.3.2. Ferraillage

Le corbeau est sollicité par une compression simple, la fissuration est considérée préjudiciable

- Armatures principales : As = 11.2cm2, soit 5HA20/ml avec un espacement de 20cm.
- Armatures de construction : As' = As/3 = 3.73cm2, soit 5HA12/ml avec un espacement de 20cm.

XI.7.4. ETUDE DE MUR GARDE GREVE

Le mur de garde grève est soumis aux poussées des terres, à la force de freinage et à son poids propre. Dans le calcul qui suit le mur garde grève est supposé encastré à la base.

XI.7.4.1. Evaluation Des Efforts

Le mur garde grève est soumis essentiellement à l'action de Forces horizontales :

- Poussée des terres.
- Poussée d'une charge locale située en arrière du mur garde-grève.
- Forces de freinage d'un essieu lourd du camion Bc.

❖ **Poussée des terres**

La poussée des terres sur le mur garde grève est divisé en deux parties, une partie au-dessous de la dalle de transition et l'autre au-dessus.

Le moment est donné par la formule suivante :

$$MP = \frac{P \times H}{3} \quad \text{Avec: } P = \frac{1}{2} Kah \times \gamma \times H^2 \times L$$

H : Hauteur du mur garde grève H=2.5

K_a : coefficient de poussée des terres Ka=0.33

L : longueur des remblais on fait le calcul par 1ml.

On trouve :

Pt=20.63 KN/ml ; Mt=17.19 KN.m/ml

Donc

$Mp\text{-}_{ELU}$ = 23.20 KN.m/ml; $Mp\text{-}_{ELS}$ = 17.19 KN.m/ml

❖ **Moment dû à la force de freinage**

Nous considérons un essieu d'un camion **B_c** au contact du mur garde-grève, l'effet d'une seule roue est à considérer, la force de freinage est prise égale au poids d'une seule roue.

Le moment du a la forme de freinage est donnée par la formule suivante :

$$\mathbf{Mp = \frac{2\mu \times P \times h}{0,25 + 2h}}$$

Avec :

u : coefficient de pondération, u=1.6 à l'ELU et u= 1.2 à l'ELS.

P : 60KN.

MF_{-ELU} = 91.43 KN.m/ml MF_{-ELS} = 68. 57 KN.m/ml

❖ **Poussée d'une charge locale située en arrière du mur garde grève**

D'après les documents "SETRA", seule la sollicitation engendrée par les camions type **Bc** (poussée des charges locales) étant la plus défavorable. L'effort nominal étant produit par les deux roues arrière de 60 KN chacune des deux camions accédés, placés d'une manière telle que les rectangles d'impact soient en contact avec la face arrière du mur garde grève. Les charges réelles (02 roues de 60 kN distantes de 0,5 m) sont remplacées par une roue équivalente uniforme de **120 kN** répartie sur un rectangle de (0,25m x 0,75m). Il sera admis que la pression sur le rectangle d'impact ainsi défini se répartira à 45° latéralement et en arrière du mur.

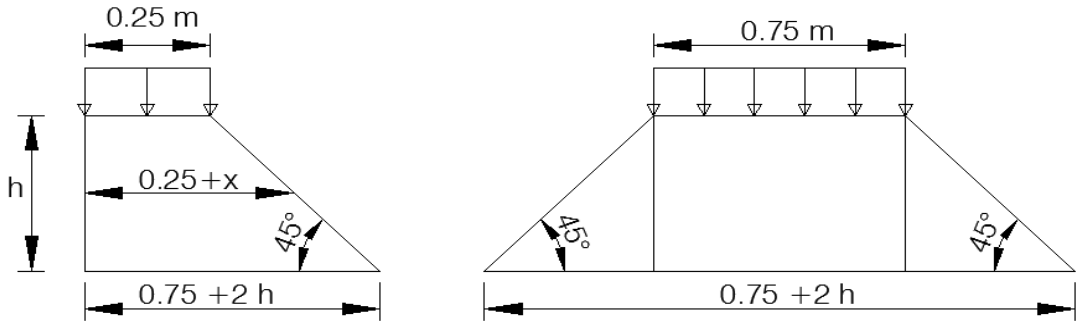


Figure XI-2 : Poussé de la charge Bc locale située en arrière-mur

Le moment d'encastrement à la base du mur garde grève aura pour expression la formule suivante :

$$Mp = \frac{12K}{0{,}75 + 2h} \int_0^h \frac{h - x}{(0{,}25 + x)} dx \quad , avec : K = Ka \times bc \times \delta \times \gamma$$

Avec :

γ : coefficient de pondération. γ = 1,6 à ELU et 1,2 à ELS.

Bc : coefficient de pondération du système **Bc.**

δ : coefficient de majoration dynamique pour une charge sur remblai.

h : hauteur de mur garde grève.

Le tableau suivant du document SETRA PP73 montre des valeurs de Mc/K pour des différentes valeurs de h :

Tableau XI-21: Valeurs de *Mp*/*K*.

H(m)	0.5	0.75	1	1.5	2	2.5	3
Mp/K (t.m/ml)	2.23	3.4	4.41	6.11	7.45	8.56	9.49

On a H = 2.50 m, on trouve : Mp/K = 8.56 t.m/ml.

Donc :

Ku = 0.67

Ks = 0.50

MP_{-ELU}= 57.48 KN.m/ml MP_{-ELS}= 43.11 KN.m/ml

Tableau XI-22: Combinaisons des efforts agissants sur la dalle de transition.

Cas	Combinaisons	M(KN.m/ml)
ELU	1.35MG + 1.6 MQ	172.11
ELS	MG + 1.2 MQ	128.87

XI.7.4.2. Ferraillage

Le mur garde-grève est sollicité par une flexion simple.

- Armatures principales : As = 29.2cm2, soit 3HA25/ml +2HA32/ml avec un espacement de 20cm.
- Armatures de construction : As' = As/3 = 9.73cm2, soit 5HA16/ml avec un espacement de 20cm.
- Armatures transversales : As''= As/4 = 7.3cm2, soit 5HA14/ml avec un espacement de 20cm.

XI.7.5. ETUDE DE MUR EN RETOUR

Le mur en retour est supposé encastrer sur ses deux côtés (côté de mur frontal et côté de semelle).

Il est sollicité par :

- Le poids propre.
- Poids de CCP (Glissière + corniches).
- Poussé des terres.
- Poussée des surcharges de remblais.

L'étude de mur frontal à était faite par le logiciel de calcul Robot.

XI.7.5.1. Evaluation Des Efforts

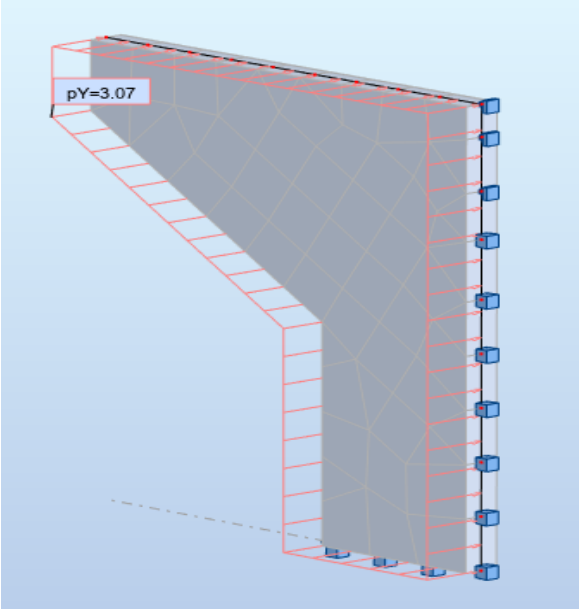


Figure XI-4: Poussée des surcharges.

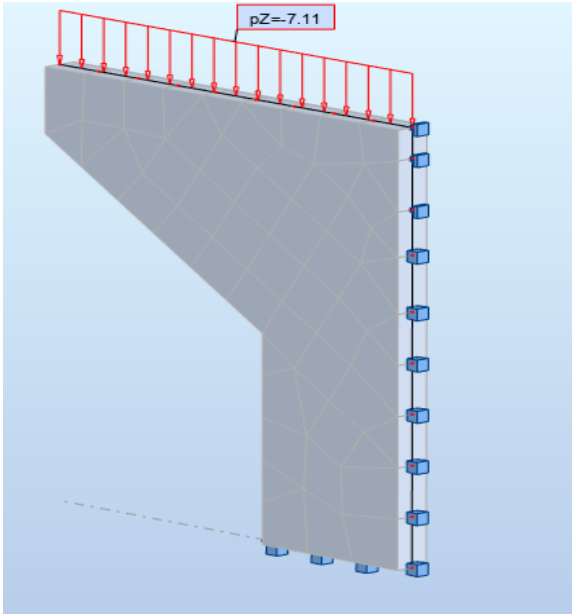


Figure XI-3: complément des charges permanentes

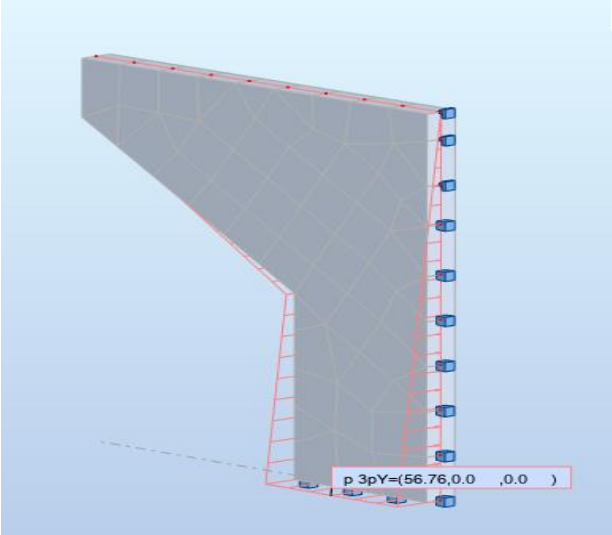


Figure XI-5: **Poussée des terres**

XI.7.5.2. Combinaison Des Efforts

Le résultat de modélisation obtenue à l'ELS est présenté sur la figure ci-après :

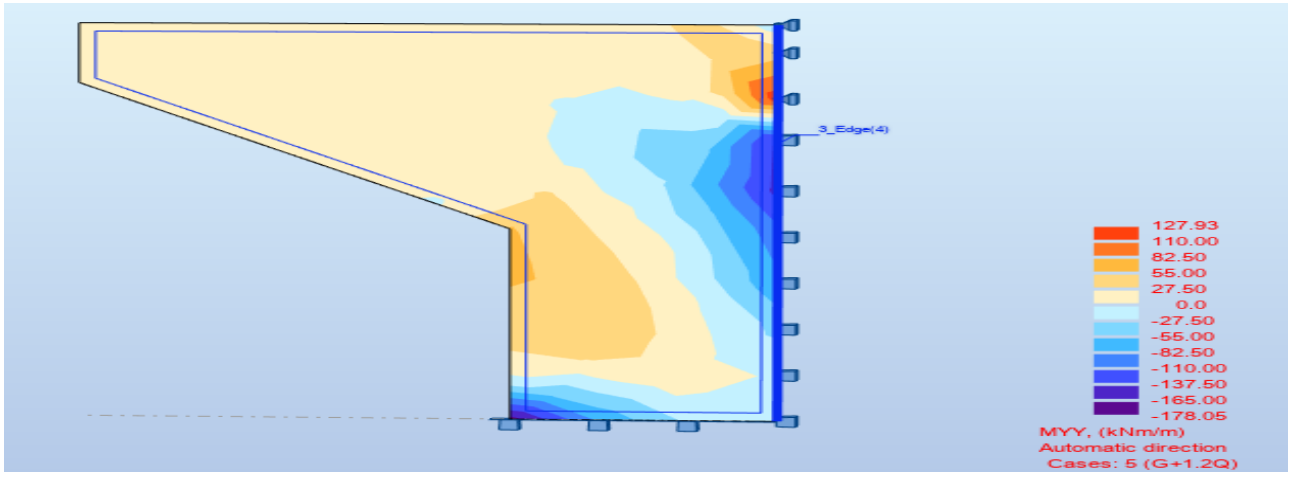


Figure XI-6: moments Myy agissant le mur en retour à l'ELS

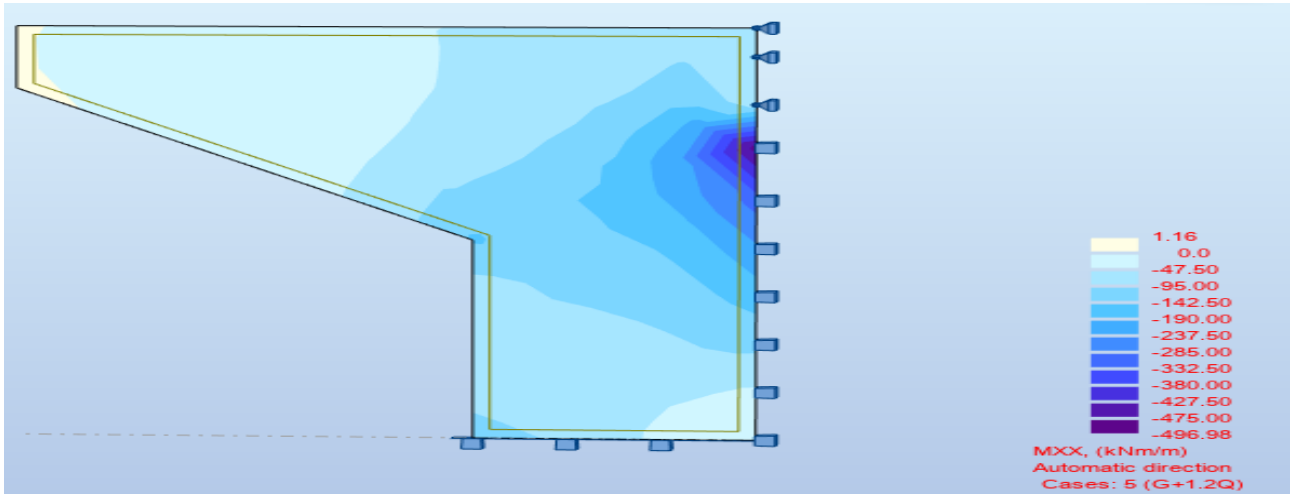


Figure XI-7: moments Mxx agissant le mur en retour à l'ELS

XI.7.5.3. Ferraillage

Le mur en retour est sollicité par une flexion simple et Le ferraillage suivant les deux directions pour le coté intérieur (en contact avec le remblai) se fait par logiciel Robot expert en flexion simple à l'ELS.

Résultats à ELS :

Mxx = 332.50 KN.m Myy = 110 KN.m

- Ferraillage horizontal : As = 32.9 cm2 soit (2HA25+ 3HA32) /ml avec un espacement de 20 cm (coté remblai).
- Armatures de construction : As'= As/3=10.97 cm2 soit(3HA16+2HA20) /ml avec un espacement de20cm.
- Ferraillage vertical : As = 10.4 cm2 soit 5HA20/ml avec un espacement de 20cm (coté remblai).
- Armatures de construction : As'= As/3= 3.46cm2 soit 5HA12 /ml avec un espacement de20 cm.

XI.8. CONCLUSION

Ce chapitre a été consacré à l'étude et au dimensionnement des culées du pont, qui assurent la transition entre l'ouvrage et les remblais. Leur conception a été réalisée en tenant compte des sollicitations mécaniques et des conditions géotechniques du site, afin de garantir la stabilité globale de la structure.

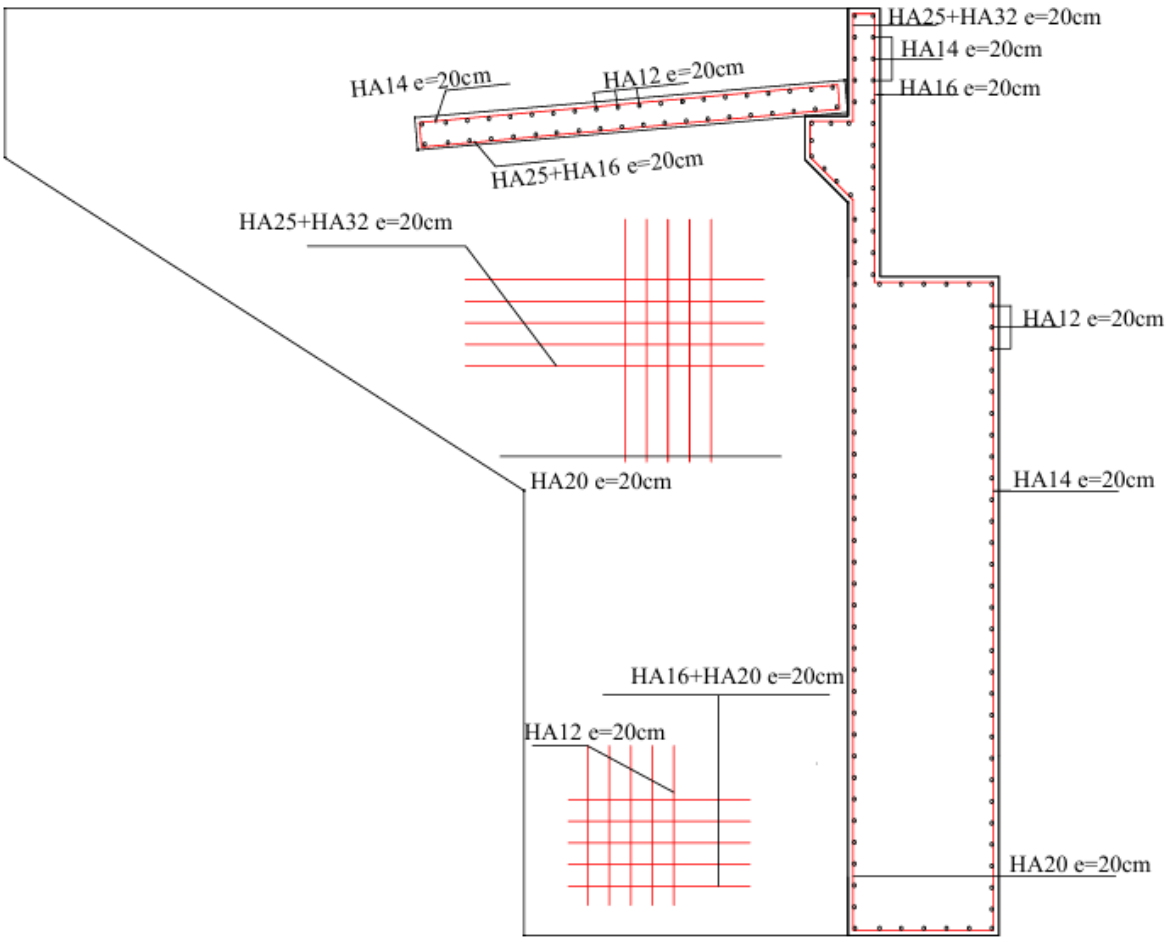


Figure XI-8 : Ferraillage culée

CHAPITRE XII :
MURS DE SOUTENEMENTS

XII.1. INTRODUCTION

Le remblai qui se prolonge après le point kilométrique PK 92+66.60 (correspondant à la fin du mur routeur) constitue un facteur influençant directement la stabilité du talus adjacent au pont. Afin de garantir la sécurité et la durabilité de l'ouvrage, et pour prévenir les risques de glissements et de déformations liés aux sollicitations du sol et aux charges, la société d'étude a décidé de réaliser un mur de soutènement dans cette zone.
Dans ce chapitre, nous procéderons à la ré conception de ce mur et à la vérification de sa stabilité conformément aux normes techniques en vigueur.

XII.2. GENERALITES SUR LES MURS DE SOUTENEMENTS

Les murs de soutènements sont des ouvrages réalisés en maçonnerie ou en béton armé ou non, destiné à soutenir l'action des terres en équilibre instable. Les ouvrages de soutènement sont essentiellement employés, soit en site montagneux pour protéger les chaussées routières contre le risque d'éboulement ou d'avalanches, soit en site urbain pour réduire l'emprise d'un talus naturel, en vue de la construction d'une route, d'un bâtiment ou d'un ouvrage d'art.

Un mur de soutènement est constitué de deux parties essentielles : un fut, paroi résistante destinée à retenir les terres situées en arrière, et une semelle de fondation, dans laquelle s'encastre le fut, qui assure la stabilité de l'ouvrage.

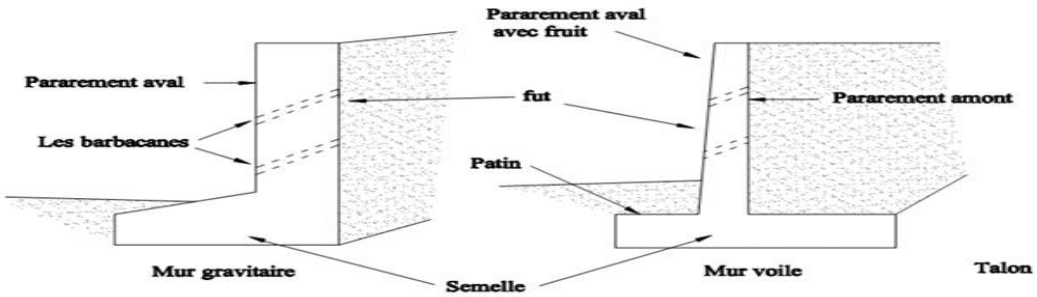


Figure XII-1: Les différents éléments d'un mur de soutènement

XII.3. DIFFÉRENTS TYPES D'OUVRAGES DE SOUTÈNEMENT

Il existe de plusieurs types des ouvrages de soutènement qui été conçus pour répondre aux situations les plus diverses.

XII.3.1. Les Murs Poids

Les murs de soutènement de type « poids » sont pratiquement les plus anciens types de murs de soutènement. ce type de mur réalisé en béton non armé ou en maçonnerie traditionnelle, ne convient que pour des hauteurs assez petites (de l'ordre de 3m).

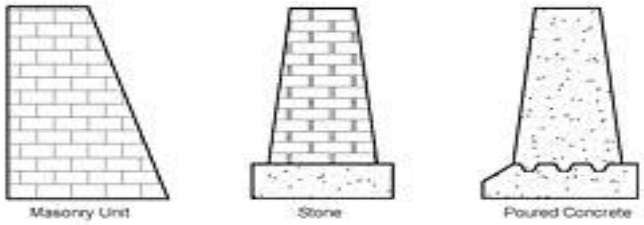


Figure XII-2:mur poids

XII.3.2. Les Murs En Béton Armé

Les murs de soutènement en béton armé, également appelés murs cantilevers, sont très couramment employés. Ils sont constitués d'un voile résistant en béton armé encastré sur une semelle de fondation.

Les murs en béton armé se composent à leur tour de plusieurs types comme :

- mur en « t renversé » classique.

C'est la forme fréquente pour un mur en béton armé. dite encore cantilever du fait du voile encastré dans la semelle. Sans contreforts, il est économique pour des hauteurs jusqu'à 5 à 6 mètres.

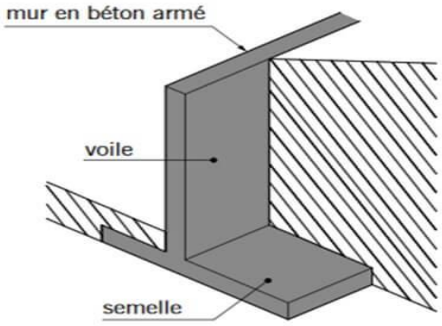


Figure XII-3:mur en t

- mur a contreforts

Lorsque la hauteur du mur devient importante ou que les coefficients de poussée sont élevés, le moment d'encastrement du voile sur la semelle devient grand. Une première solution consiste à disposer des contreforts ayant pour but de réduire le moment.

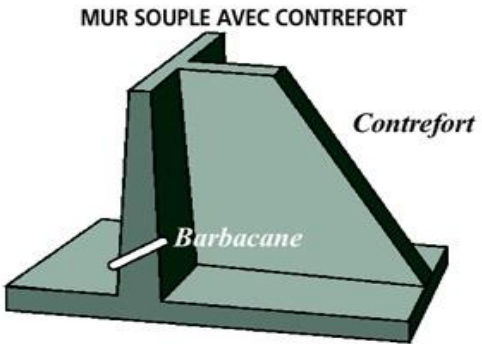


Figure XII-4:mur a contreforts

- mur chaise

Pour limiter les poussées des terres sur le voile des murs, on peut adopter les solutions des Murs chaises avec ou sans contrefort.

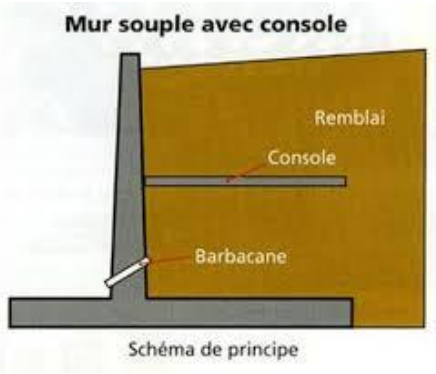


Figure XII-5:mur avec console

XII.4. MODES DE RUPTURE DES OUVRAGES DE SOUTENEMENT

Pour la conception des murs de soutènement, il est nécessaire de définir «la rupture » et de savoir comment les murs peuvent s'effondrer. Dans des conditions statiques, les murs de soutènement sont soumis à des forces liées à la masse de la paroi, des pressions du sol et des forces extérieures.

En principe cinq modes de rupture peuvent être rencontrés dans les ouvrages de soutènement

- Glissement de l'ouvrage sur sa base.
- Le renversement de l'ouvrage.
- Le poinçonnement du sol de fondation.
- Le grand glissement englobant l'ouvrage.
- La rupture des éléments structuraux de l'ouvrage.

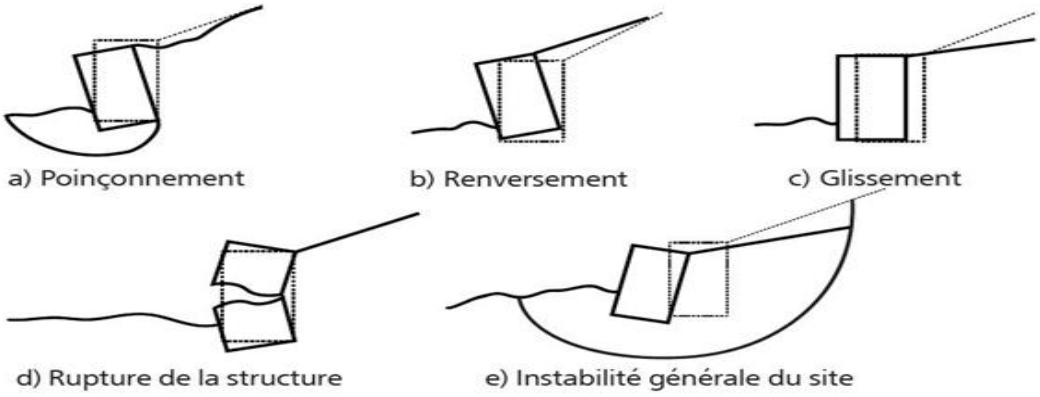


Figure XII-6:mode de rupture des mur soutènement

XII.5. EFFORTS SOLLICITANT UN MUR DE SOUTENEMENE

XII.5.1. Les Forces Verticales

- **W** : Poids propre du mur (Wr : pour le rideau et Ws pour la semelle). Dans le cas de murs de soutènement avec contreforts, on peut tenir compte du poids propre des contreforts dans le calcul de la charge verticale.
- **V** : Poids des terres surmontant la fondation à l'amont.

- **Vp** : Poids des terres situé à l'amont de la fondation (généralement négligé).
- **V1** : Poids dû à la charge d'exploitation q.

XII.5.2. Les Forces Horizontales

- **Pa** : Poussée des terres soutenues à l'amont du mur et dépendant des caractéristiques du sol (poids volumique, angle de frottement interne) et de la hauteur des terres à soutenir.
- **Pp** : Butée du terrain situé à l'aval du mur (généralement négligé).
- **Paq** : Poussée due à la charge d'exploitation.

XII.5.3. Détermination Des Valeurs Des Efforts

XII.5.3.1. Efforts dus au sol

- **Poussée des terres sur le mur Pa**

Elle est donnée par l'expression suivant : $Pa = \frac{1}{2} \times \gamma \times Ka \times h^2$

γ : Poids spécifique des terres (en kN/m³).

Ka : Coefficient de poussée. fonction de l'angle de frottement interne φ, de l'inclinaison du mur, de l'inclinaison du talus naturel, de l'inclinaison du remblai.

- **Butée des terres sur le mur Pp**

Elle est donnée par l'expression suivant : $Pp = \frac{1}{2} \times \gamma \times Kp \times h^2$

Kp : Coefficient de butée. fonction de l'angle de frottement interne φ, de l'inclinaison du mur, de l'inclinaison du talus naturel, de l'inclinaison du remblai.

- **Poids des terres V**

La composante verticale de la poussée due aux terres correspond simplement au poids des terres situées au-dessus de la semelle

$$V = \gamma \times \mathrm{v}'$$

Avec : **v′** qui désigne le volume des terres calculé pour une tranche de 1 ml

XII.5.3.2. Efforts Due A La Surcharge

L'effet de la surcharge d'exploitation sur un mur de soutènement se manifeste par une composante horizontale à répartition rectangulaire uniforme de résultante Paq et une composante verticale V1 traduisant le poids de cette surcharge.

- **Poussée de la surcharge sur le mur Pq**

Elle est donnée par l'expression suivant : $\mathrm{Pq} = \mathrm{q} \times \mathrm{Ka} \times \mathrm{h}$

Avec :

q : valeur de charge d'exploitation.

Ka : Coefficient de poussée.

- **Poids de la surcharge V1**

Donné pour une bande de 1 mètre linéaire par : V1= q. b1 (1ml).

XII.6. DIMENSIONNEMENT DU MUR DE SOUTENEMENT

Dimensionner un ouvrage de soutènement consiste à déterminer ses éléments géométriques ainsi que ses éléments structuraux pour qu'il soit stable sous l'action des forces qui lui sont appliquées, notamment de la poussée des terres qu'il retient.

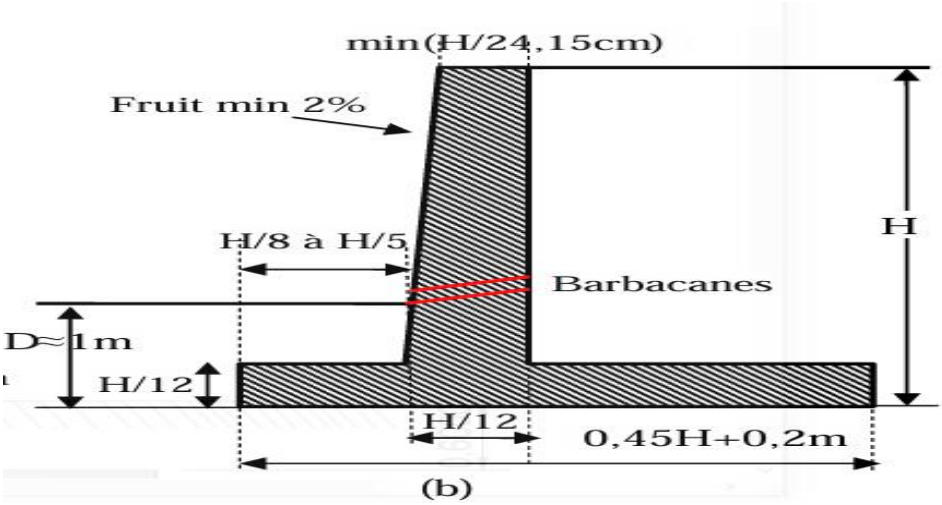


Figure XII-7: DIMENSIONNEMENT DU MUR DE SOUTENEMENT

Notre mur de soutènement réalise pour un remblaie de hauteur 9.80m(à partir la tête de semelle) et on choisit la hauteur totale de 10.90m et la longueur totale d'ouvrage et 6 m.

Le pré-dimensionnement choisie résume dans le tableau suivant :

Tableau XII-1: Le pré-dimensionnement

Elément	Ration usuel	Valeur retenu
H	/	10.90m
Epaisseur de voile (constant)	H/12	0.90m
Hauteur de voile	/	9.80m
Epaisseur de la semelle	H/12	0.90m
Largeur de la semelle	0.45H+0.20	6m
patin	H/8 a H/5	2m

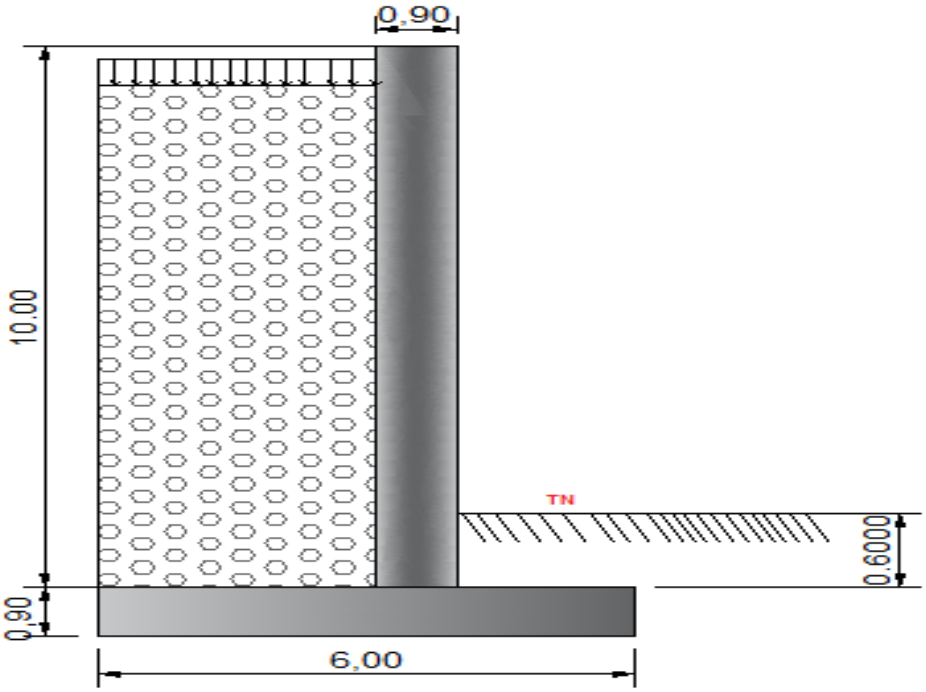


Figure XII-8: Coupe transversale sur mur soutènement

XII.7. VERIFICATION DE STABILITE DE MUR SOUTENEMENT

La vérification est faite pour approuver notre pré-dimensionnement par rapport à la stabilité de cet ouvrage.

Pour ce fait il y'a trois vérifications à faire :

XII.7.1. Stabilité au glissement

Cette justification consiste à vérifier que l'ouvrage ne glisse pas sur sa base. Pour que la stabilité au glissement soit assurée il faut que la somme des forces horizontales (forces stabilisantes), doit être supérieure à la somme des forces horizontales (forces motrices) avec un coefficient de sécurité supérieur à 1.5.(cette vérification s'effectue a ELU).

$$Fg = \frac{\sum \text{forceshorizontalesstabilisatrices}}{\sum \text{forceshorizontalesrenverssantes}} \geq 1.5$$

XII.7.2. Stabilité au renversement

Pour que la stabilité au renversement soit assurée. Il faut que le rapport entre les moments stabilisants et les moments renversants, doit être supérieur à 1,5.

$$Fre = \frac{\sum \text{moments stabilisateurs}}{\sum \text{moments renverssants}} \geq 1.5$$

- Les moments renversants (Mr) sont les forces horizontales multipliées par leur bras de levier par rapport à O.
- Les moments stabilisants (Ms) sont les forces verticales multipliées par leurs bras de levier par rapport à O.

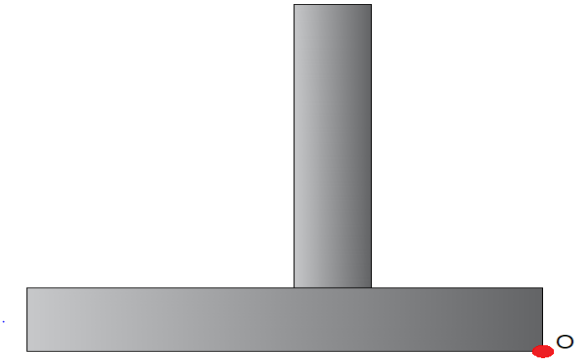


Figure XII-9: La figure montre le point O

XII.7.3. Vérification vis-à-vis du poinçonnement

La stabilité vis-à-vis d'une rupture du sol par poinçonnement est examinée par un calcul de capacité portante de ce sol à travers l'adoption d'un certain coefficient de sécurité sur la capacité portante du terrain de fondation. Autrement, on vérifie que l'on est loin des conditions de rupture du sol de fondation pour lequel, la contrainte normale appliquée reste inférieure à une fraction de la contrainte de rupture de ce sol.

La vérification de la stabilité au poinçonnement du sol de fondation d'un mur de soutènement est analogue au calcul d'une fondation superficielle. En réalité, la répartition des contraintes sous le sol de la semelle du mur de soutènement dépend des propriétés du sol et de la rigidité de la fondation. Une répartition uniforme des contraintes sous le sol d'une fondation est considérée lorsque cette fondation est souple et génère des tassements différentiels répartis. Lorsqu'une fondation est considérée comme rigide, alors le tassement est uniforme mais pas les contraintes. Toutefois, par mesure de simplification des calculs, on admet une distribution linéaire mais pas uniforme des contraintes normales sous la fondation. Ce qui revient à tenir compte de l'excentricité 'e' de la charge appliquée par rapport à l'axe de la fondation. Cette excentricité est donnée par :

L'excentricité de la force par rapport au point O :

$$e_0 = \frac{M_0}{\sum F_v}$$

avec : $\mathbf{M_0}=\sum M\ (\text{stabilisant})-\sum M(\text{renversant})$

L'excentricité de la force par rapport au centre de la semelle est :

$$e_c = \frac{b}{2} - e_0$$

avec : **b** largeur de la semelle

Trois cas se présentent alors :

1er cas : e = 0

La résultante des forces verticales passe par l'axe de la semelle. On vérifie que :

$$\sigma=\frac{\sum Fv}{b}\leq \sigma_{sol}$$

2eme cas : 0 < e < b/6

La résultante des forces verticales passe dans le tiers central de la semelle et n'engendre pas de contraintes de traction dans le béton sous sa base. Deux approches sont utilisées. Une vérification en utilisant la contrainte maximale (plus défavorable).

$$\sigma_{max}=\frac{\sum Fv}{b}\left(1+\frac{6e_c}{b}\right)<\sigma_{sol}$$

Ou une vérification (dans certains ouvrages) d'une contrainte de référence définie par :

$$\sigma_{réf}=\frac{3\sigma max+\sigma min}{4}<\sigma_{sol}$$

La contrainte maximale σ_{max} (au droit du talon de la semelle) et minimale σ_{min} (au droit du pied du mur) s'écrivent ainsi :

$$\sigma_{max}=\frac{\sum Fv}{b}\left(1+\frac{6e_c}{b}\right)$$

$$\sigma_{min}=\frac{\sum Fv}{b}\left(1-\frac{6e_c}{b}\right)$$

3eme cas : e > b/6

La résultante des forces verticales ne passe pas dans le tiers central de la base du mur. Une partie du béton de la semelle sera tendue et il y a risque de décollement de cette partie de semelle. Pour la détermination de la contrainte maximale, on applique la méthode de Meyhoff qui calcule la force portante sur une largeur (fictive) réduite b' de la semelle ou d'une portion de paroi : b' = b - 2e. et $\sigma=\frac{\sum Fv}{b'}\leq \sigma_{sol}$

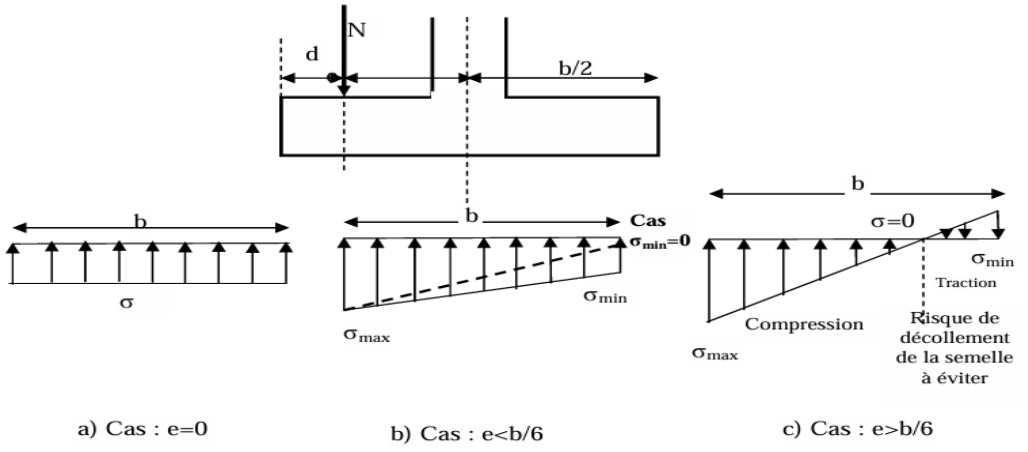


Figure XII-10: Réparation théorique des contraintes sur le sol de fondation

- **Application numérique**

Données :

Béton : γ_{bet}=25KN/m^3 Sol de bas :

Angle d'inclinaison du terre-plein β=0^o σ_{sol}=300kPA (cas statique)

L'écran du mur vertical α=90^o q=20 KN/m2

Remblai : le remblai utilise (GNT 31.5) des caractéristiques suivantes

γ= 20 KN/m3

φ= 30 °

C = 0 KPA

1. **calcul des coefficients de poussée et de butée :**

on utilise Théorie de rankine (1860) pour calcul Kq (poussée) et kp (butée)

cette méthode basse sur les Hypothèses :

- Le sol est isotrope et homogène.
- L'écran du mur doit être vertical.
- L'écran du mur est lisse.

Le coefficient de poussée : pour un mur vertical et dont le terrain retenu est horizontal :

$$Ka=\frac{1-\sin\varphi}{1+\sin\varphi}$$

Pour φ =30^o Ka =0.333

Le coefficient de butée : donne par la formule suivante :

$$Kp=\frac{1}{Ka}$$

Donc Kp=3

2. **Détermination des efforts**

- **Détermination du poids de mur**

Le poids de voile : (force vertical) W1=25 ×10 ×0.9 =225 KN/m

Le poids de la semelle : (force vertical) W2 = 25x 0.9 x 6 = 65 KN/ml

Donc le poids total de mur Wt=360 KN/ml

- **Détermination du poids de terre**

Poids du sol en arrière du mur : (force vertical) W3=20 x9.80 x4=784 KN/ml

Poids du sol en avant du mur : (force vertical) W4=20 x0,6 x2=24 KN/ml

- **Détermination du Poussée Pa et butée Pp des terres sur le mur Pa**

Pa= $\frac{1}{2}$ x0.333 x20 x10.90^2=395.63 KN/ml

Pp= $\frac{1}{2}$ x0.333 x20 x1.5^2=67.5 KN/ml

- **Poussée et poids de la surcharge sur le mur Pq**

Pq=20 x0.33 x10.90=72.594 KN/ml

W5=20 x4=80 KN/ml (force vertical)

3. Vérification de la Stabilité :

Vérification de la stabilité au glissement :

H=1.35G^H +1.5Q^H =551.86 KN/ml

V= G^V +1.5Q^V=1288 KN/ml

Donc $Fg = \frac{1288}{551.86} = 2.34 > 1.5$ **condition vérifie**

4. Vérification de la stabilité au renversement :

le calcul des moments est résumé dans le tables suivant :

les moments sont calculés par rapport le point o

Tableau XII-2: le calcul des moments

Force	Bras de levier	Moments Résistants	Moments Renversants
W1	2.45	551.25	/
W2	3.00	405	/
W3	4.90	3841.6	/
W4	1.00	24	/
W5	2.00	160	/
Pa	3.63	/	1436.137
Pp	0.50	/	33.75
Pq	5.45	/	395.63

Donc Fre $= \frac{4821.85}{2486.66} = 1.93 > 1.5$ **condition vérifie**

5. Vérification de la stabilité au poinçonnement :

Calcul de Mo : $M_0 = \sum M\ (\text{stabilisant}) - \sum M(\text{renversant})$

Donc Mo=4981.85-1865.517=3116.33

Calcul de e_0 : $e_0 = \frac{M_0}{\sum F_v}$

$e_0 = 2.497\text{m}$

Calcul de e_c : $e_c = \frac{6}{2} - 2.497 = 0.503m$

Alors Répartition Trapézoïdal : 0< e < B/6

$\sigma_{max} = \frac{\sum Fv}{b}(1 + \frac{6e_c}{b}) = 312.624\ KN/m2$

$\sigma_{min} = \frac{\sum Fv}{b}(1 - \frac{6e_c}{b}) = 103.376\ KN/m2$

donc la contraint de référence $\sigma_{ref} = \frac{3\sigma max + \sigma min}{4} = 260.312\ KN/m2$

selon le rapport geologique et geotechnique ; σ_{sol}=300KPa

$\sigma_{ref} = 260.132 < \sigma_{sol}$ **conditions vérifient**

Tableau XII-3: Résultat de stabilité des murs

MUR	Remblai	Vérification de Stabilité			
HAUTEUR	Angle de frottement	Au glissement > 1.5	Au renversement > 1.5	Au poinçonnement	Condition de Stabilité
10.90	30	2.34	1.93	260.132	Vérifier

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE

Le projet de fin d'études constitue une étape essentielle dans le parcours académique d'un élève-ingénieur. Il représente une occasion concrète de mettre en œuvre les connaissances théoriques et les compétences techniques acquises durant les années de formation, à travers l'étude et la résolution d'un cas réel.

Dans ce contexte, notre travail a porté sur la conception d'un pont, en tenant compte des contraintes techniques et géotechniques liées à son site d'implantation. L'objectif était de proposer une solution structurelle cohérente, conforme aux normes en vigueur et répondant aux exigences de sécurité, de faisabilité et de durabilité.

La démarche adoptée s'est appuyée sur une documentation technique riche et variée (ouvrages spécialisés, normes, règlements, cours), ainsi que sur l'utilisation de plusieurs outils numériques performants, notamment AutoCAD, Robot Structural Analysis, Robot Expert et Microsoft Excel, facilitant la modélisation, le calcul et l'optimisation de la structure.

Ce projet nous a également permis de mobiliser et d'approfondir nos connaissances dans des disciplines clés du génie civil : résistance des matériaux, mécanique des structures, dynamique des constructions, béton armé et précontraint, ainsi que les méthodes de calcul numérique.

Par ailleurs, nous avons également réalisé le dimensionnement d'un mur de soutènement au droit de la culée, en veillant à intégrer les sollicitations liées aux charges du tablier et aux caractéristiques du sol. Une vérification complète de la stabilité de ce mur.

En définitive, ce travail a constitué une synthèse des compétences acquises tout au long de notre formation, tout en renforçant notre autonomie, notre rigueur et notre capacité à évoluer dans un environnement professionnel. Il représente ainsi un véritable tremplin vers l'insertion dans le monde du travail ou la poursuite d'études spécialisées.

.

BIBLIOGRAPHIE

Références bibliographies

Règlements

- BAEL, Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites, BAEL 91 révisé 99, 1999.
- BPEL, Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint suivant la méthode des états limites, BPEL 91 révisé 99, 1999.
- CALGARO, J.A & BERNARD-GELY.A. Conception des ponts. Ecole nationale des ponts et chaussées de Paris (France), 1994.
- Service d'Etude Technique des Routes et Autoroutes (SETRA), Ponts à poutres Préfabriquées par post tension (VIPP), février 1996.
- Document SETRA, Ponts mixtes acier-béton bipoutres, Guide de conception, SETRA, France, 1990.
- Document SETRA, Ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs. Ministère de l'équipement, des transports, du logement, du tourisme et de la mer (France), juin 2003.
- RCPR, Règles Définissant Les Charges A Appliquer Pour Le Calcul Et Les Epreuves Des Ponts Routes, Algérie, 2009.
- RPOA, Règles Parasismiques Applicables au domaine des Ouvrages d'Art, Algérie, 2008.
- Service d'étude technique des routes et autoroutes (SETRA), appuis des tabliers PP73.
- Document SETRA, Appareils d'appui en élastomère fretté, utilisation pour les ponts viaducs et structures similaires, guide technique, ministère de l'Équipement, des transports, du logement, du tourisme et de la mer (France), juillet 2007.
- Document SETRA, Ponts courants en zone sismique, Ministère de l'équipement, des transports, du logement, du tourisme et de la mer (France), janvier 2000.
- Service d'étude technique des routes et autoroutes (SETRA), appuis des tabliers PP73.
- Robert CHAUSSIN (1992), Béton Précontraint, ENPC, Direction Technique des Ouvrages d'Art au Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (France).

Cours

- BELAOURA. Cours de Béton Armé, ENSTP 2023.
- BELAOURA. Cours de Béton Précontraint, ENSTP 2023.
- Mr. ZOURGUI HEMAIDI.NADJIB. Cours de pont, application de la méthode de Guyon MASSONNET pour les ponts à poutre, ENSTP 2023.
- Mr. ZOURGUI HEMAIDI.NADJIB. Cours de pont, Généralités sur les ponts, ENSTP 2023.
- Mme. M.MERDOUD.cours de mécanique des sol 4. les ouvrages de soutènement. ENSTP2023.
- Mme.M. OUMOUSSA.cours de calcule d'ouvrage. les ouvrages de soutènement. ENSTP2024.

Projets de fin d'études et thèse de doctorat

- CHAMI Said, Conception et étude du viaduc V18 du PK 32+700 au PK 33+500 relevant de la pénétrante de Tizi-Ouzou, Mémoire PFE, ENSTP, 2020.
- Pharand, M. (2022). Comportement structural et dimensionnement en flexion et à l'effort tranchant d'éléments hybrides en béton ordinaire et en béton fibré à ultra-hautes performances [Thèse de doctorat, Polytechnique Montréal]. PolyPublie. https://publications.polymtl.ca/10579/

Articles et documents techniques

- Doiron, G. (s.d.). Béton fibré à ultra-hautes performances (BFUP) et les ouvrages d'art en Amérique du Nord. Lafarge Canada Inc.

ANNEXE A

RESULTATS DES ESSAIS GEOTECHNIQUES

ANNEXE A : RESULTATS DES ESSAIS GEOTECHNIQUES

Les emplacements des sondages

No de Forage	PK	Profondeur exécuté (m)
BH-63	92+555	34,00
BH-127	92+326	33,00
BH-128	92+254	30,34
BH-129	92+218	30,00
BH-130	92+182	30,34
BH-131	92+146	30,00
BH-132	92+110	30,00
BH-151	92+075	25,00

Exemple d'un sondage carotté.

Caisse 1/8



Caisse 2/8



Caisse 3/8



PROFONDEUR (m)	SONDAGE % RECUPERATION	R.Q.D. %	ÉCHANTILLON NO	ÉCHANTILLON DE PROFONDEUR	DESCRIPTION DU SOL	PROFIL DU SOL	FORCE	ARROSAGE	FRACTURE/30 cm	ANGLE DE FRACTURE	EAU PERDUE	NORME DES ESSAIS DE PENETRATION				
												No. de coups			N_{30}	GRAPH
												0-15	15-30	30-45		10 20 30 40 50
1	70%				**GRAVIER (0.00 m - 7.25 m)** Gray-light brown, medium to coarse size, subangular to subrounded Sandy GRAVEL - **Gris-brun clair, de taille moyenne à grossière, graviers sableux subangulaires à subroudés**											
2	70%															
3	60%															
4	60%															
5	40%															
6	50%															
7	70%															
8	60%				**7.25 m** **GRES / MARNE (7.25 m - 30.00 m)** Dark grey colored, completely weathered, extremely - very weak Sandstone / Marl. - **gris foncé, complètement érodé, extremement - tres faible grès/marne.**							13	15	18	33	
9	SPT		SPT-1	8,00-8,45												
10	100%		UID-1	8.65 - 9.05												
			UID-2	9.50 - 9.70												
11	SPT		SPT-2	10,05-10,50								11	14	20	34	
12	100%															
13	SPT		SPT-3	12,00-12,45								16	19	23	42	
14	85%		UID-3	12.85 - 13.05												
15	SPT		SPT-4	14.00-14.45								26	28	32	60	

Exemple Tests de Pressiomètre

Forage No	Profondeur (m)	P_L(MPa)	E (MPa)
	8.00	≥5,00	222.52
	10.00	≥5,00	299.11
	12.00	≥5,00	742.38
BH-128	4.00	1.06	7.75
	6.00	0.98	6.86
	8.00	1.32	15.89
	10.00	1.47	18.44
	12.00	2.16	53.84
	14.00	≥5,00	80.71
	16.00	≥5,00	305.78
	18.00	≥5,00	460.04
BH-129	4.00	0.73	8.14
	6.00	2.50	26.77
	8.00	3.29	31.68
	10.00	≥5,00	113.46
	12.00	≥5,00	82.08
	14.00	≥5,00	113.86
	16.00	≥5,00	572.42
BH-130	4.00	1.86	15.59
	6.00	1.66	18.04
	8.00	2.65	31.09
	10.00	2.06	23.83
	12.00	2.70	29.91
	14.00	≥5,00	210.06
	16.00	≥5,00	226.44
	18.00	≥5,00	201.63

Exemple Essai de pénétration standard (SPT)

Sondage	Profondeur (m)			Essai SPT			
				N1	N2	N3	N
BH-128	8.00	-	8.45	13	15	18	33
	10.05	-	10.50	11	14	20	34
	12.00	-	12.45	16	19	23	42
	14.00	-	14.45	26	28	32	60
	16.00	-	16.45	19	23	27	50
	18.00	-	18.45	24	29	33	62
	20.00	-	20.45	30	33	35	68
	22.00	-	22.45	30	36	41	77
	24.00	-	24.10	50/10	-	-	R
	26.00	-	26.34	30	37	50/4	R
	28.00	-	28.45	38	39	43	82
	30.00	-	30.34	31	42	50/4	R
BH-129	7.00	-	7.45	9	13	17	30
	9.50	-	9.95	12	15	20	35
	11.40	-	11.85	13	18	22	40
BH-130	8.00	-	8.42	22	40	50/12	R
	10.05	-	10.23	42	50/8	-	R
	14.00	-	14.45	44	50/6	-	R
	16.00	-	16.28	41	50/13	-	R
	18.00	-	18.36	41	42	50/6	R
	20.00	-	20.29	40	50/14	-	R
	22.00	-	22.38	36	39	50/8	R
	24.00	-	24.10	36	41	48	89
	26.00	-	26.34	39	47	50/11	R
	28.00	-	28.22	48	50/7	-	R
	30.00	-	30.12	50/12	-	-	R

Exemple d'un Moyenne harmonique des Résultats Pressiométriques de BH-128.

BH-128			BH-128		
H (m)	P_L (bars)	H/P_L	H (m)	E_P (bars)	H/E_P
2.00	10.80	0.19	2.00	79.00	0.03
2.00	10.80	0.19	2.00	79.00	0.03
2.00	10.00	0.20	2.00	70.00	0.03
2.00	13.50	0.15	2.00	162.00	0.01
2.00	15.00	0.13	2.00	188.00	0.01
2.00	22.00	0.09	2.00	549.00	0.00
2.00	50.00	0.04	2.00	823.00	0.00
2.00	50.00	0.04	2.00	3118.00	0.00
2.00	50.00	0.04	2.00	4691.00	0.00
2.00	50.00	0.04	2.00	4691.00	0.00
2.00	50.00	0.04	2.00	4691.00	0.00
2.00	50.00	0.04	2.00	4691.00	0.00
2.00	50.00	0.04	2.00	4691.00	0.00
2.00	50.00	0.04	2.00	4691.00	0.00
2.00	50.00	0.04	2.00	4691.00	0.00
30		**1.30**	**30**		**0.11**
Moyenne harmonique			Moyenne harmonique		
23.03			**268.13**		

Exemple d'un Moyenne harmonique des Résultats Pressiométriques de BH-129.

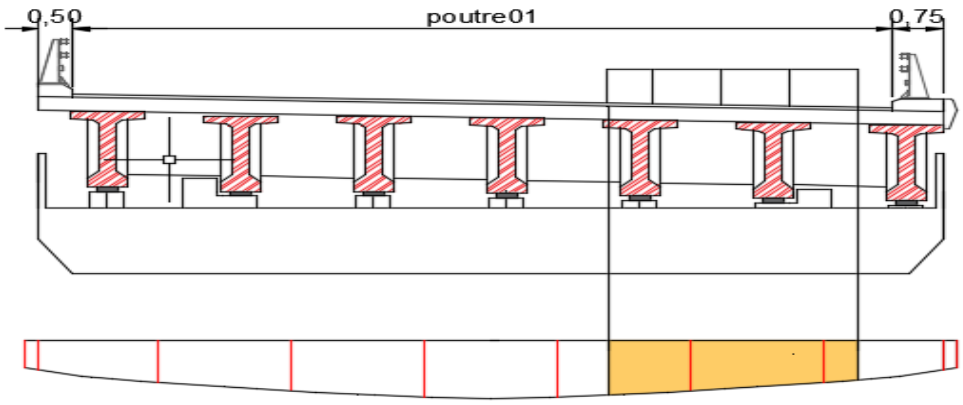
BH-129			BH-129		
H (m)	P_L (bars)	H/P_L	H (m)	E_P (bars)	H/E_P
2.00	7.40	0.27	2.00	83.00	0.02
2.00	7.40	0.27	2.00	83.00	0.02
2.00	25.50	0.08	2.00	273.00	0.01
2.00	33.50	0.06	2.00	323.00	0.01
2.00	50.00	0.04	2.00	1157.00	0.00
2.00	50.00	0.04	2.00	837.00	0.00
2.00	50.00	0.04	2.00	1161.00	0.00
2.00	50.00	0.04	2.00	5837.00	0.00
2.00	50.00	0.04	2.00	5837.00	0.00
2.00	50.00	0.04	2.00	5837.00	0.00
2.00	50.00	0.04	2.00	5837.00	0.00
2.00	50.00	0.04	2.00	5837.00	0.00
2.00	50.00	0.04	2.00	5837.00	0.00
2.00	50.00	0.04	2.00	5837.00	0.00
2.00	50.00	0.04	2.00	5837.00	0.00
30		**1.12**	**30**		**0.07**
Moyenne harmonique			Moyenne harmonique		
26.82			**426.79**		

ANNEXE B

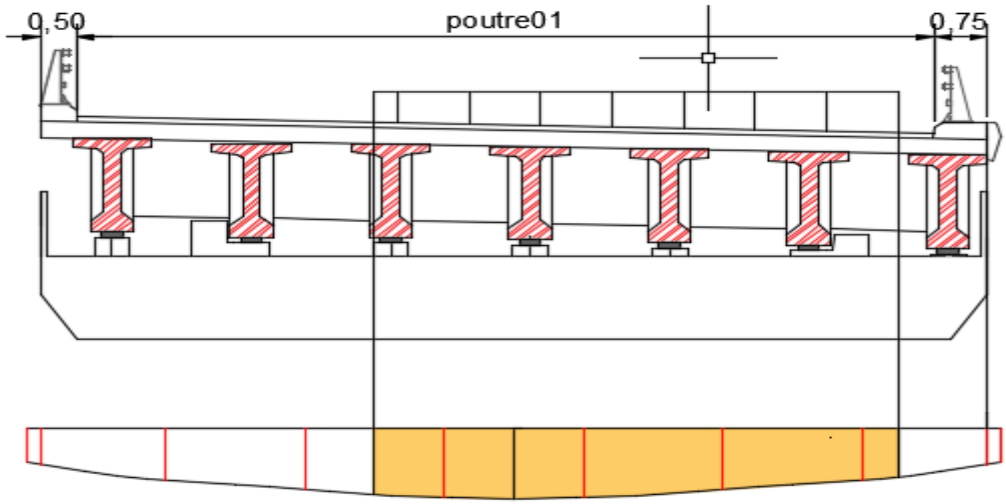
REPARTITION TRANSVERSALE DUE AUX SURCHARGES

POUTRE 01

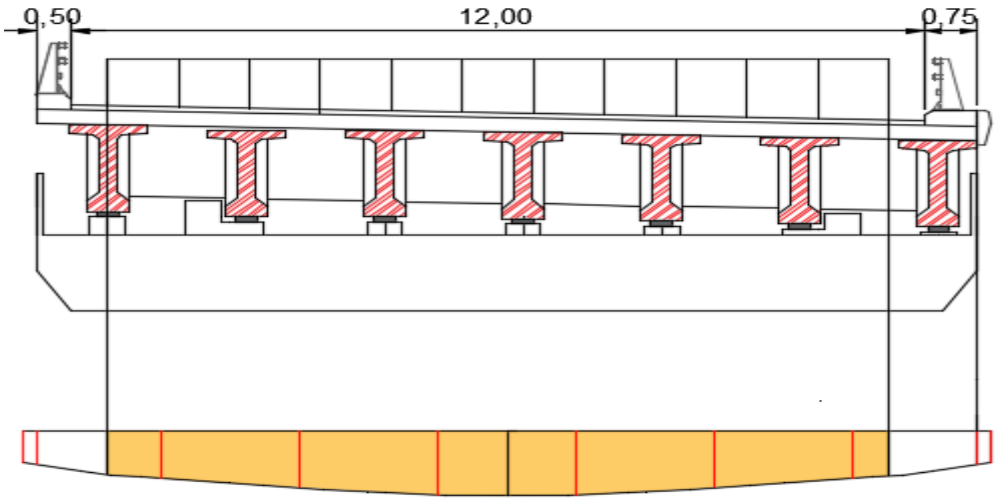
❖ **Surcharge A(l)**



Surface de la surcharge A(L) Pour une voie.

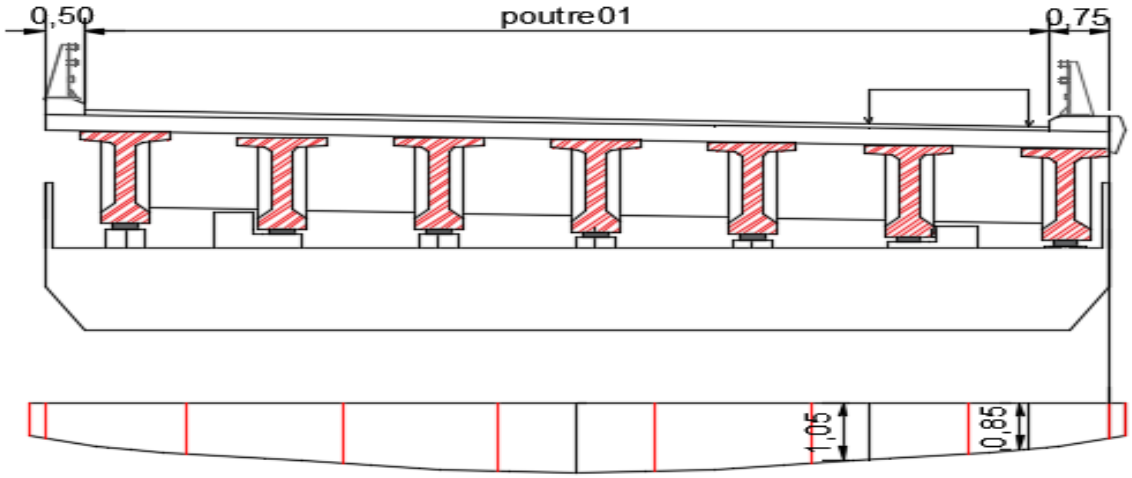


Surface de la surcharge A(L) Pour deux voies

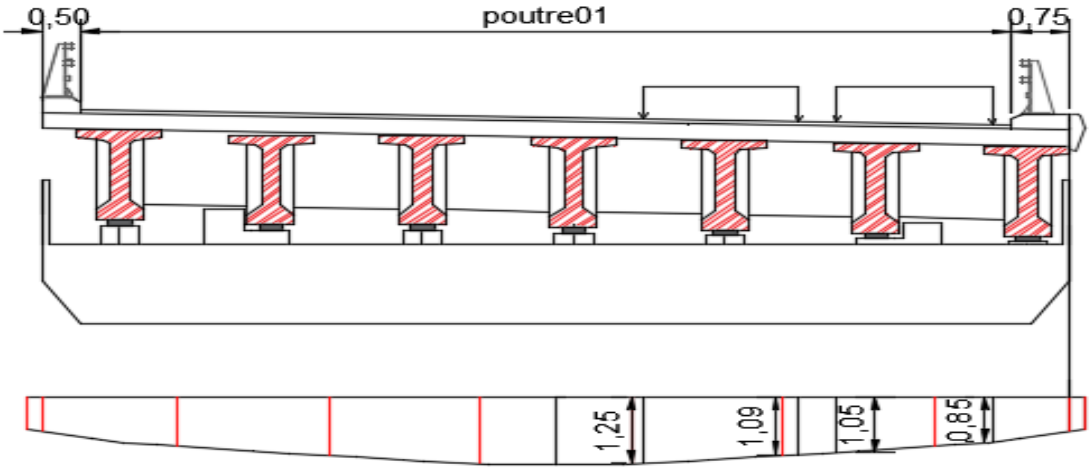


Surface de la surcharge A(L) Pour trois voies.

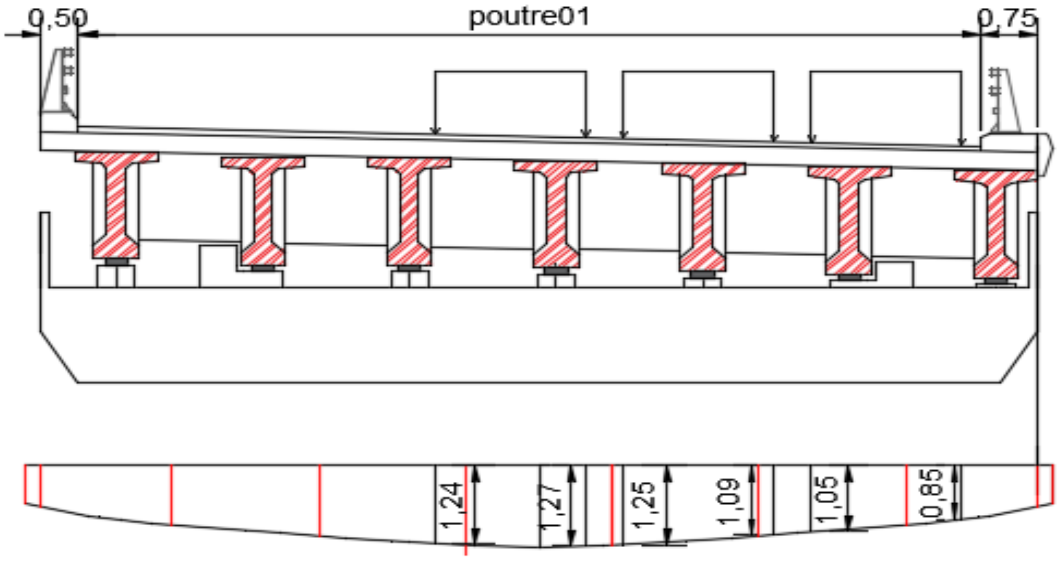
❖ **Surcharge BC**



Ligne d'influence pour la poutre 1 sous surcharge Bc pour une voie

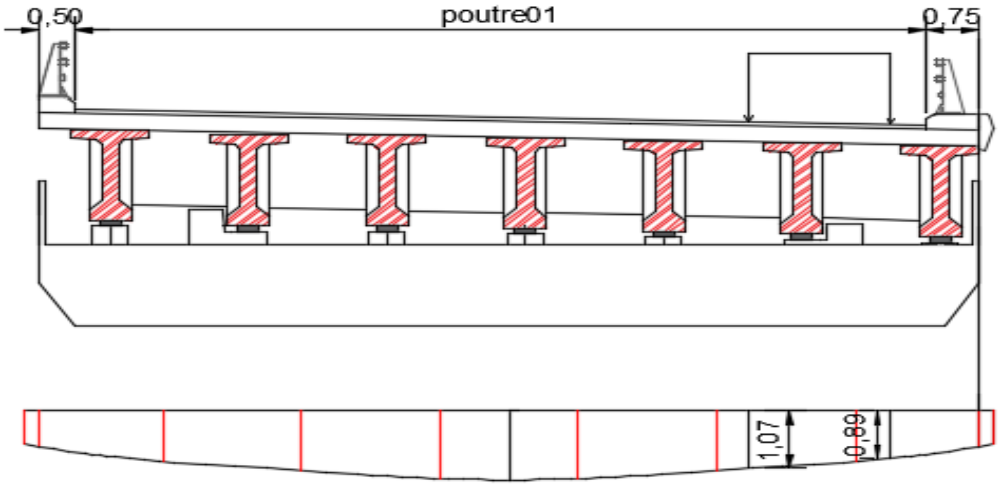


Ligne d'influence pour la poutre 1 sous surcharge Bc pour deux voies.

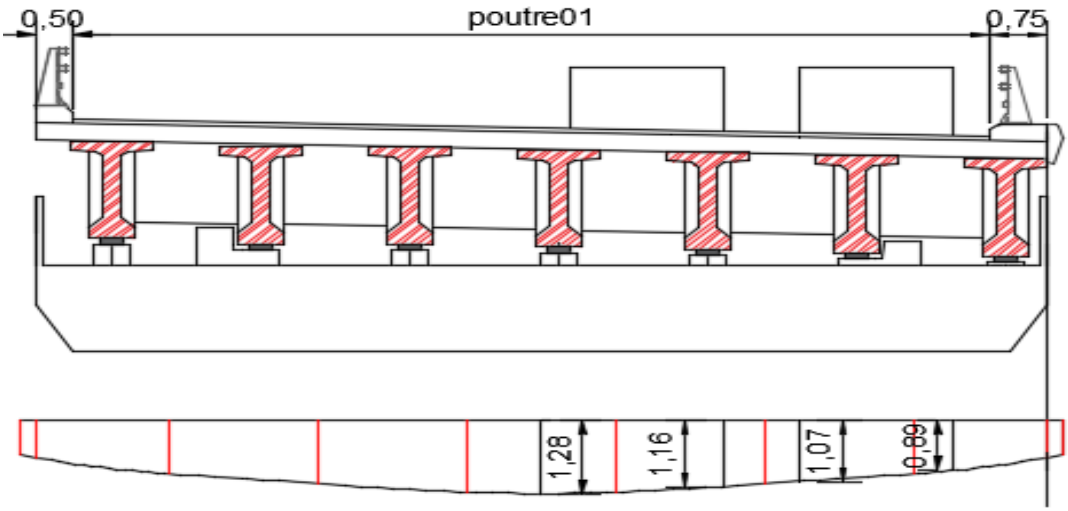


Ligne d'influence pour la poutre 1 sous surcharge Bc pour trois voies.

❖ Surcharge Bt

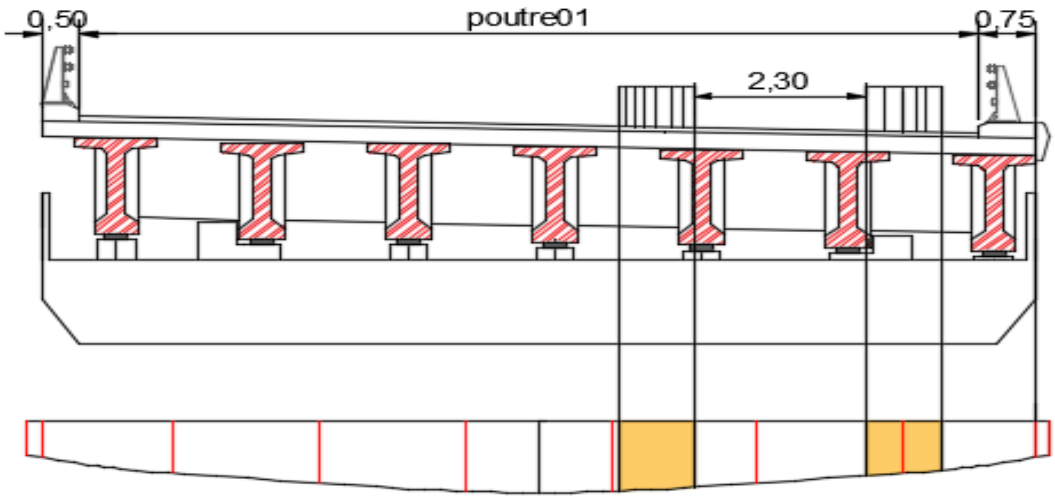


Ligne d'influence pour la poutre 1 sous surcharge Bt pour un tandem.



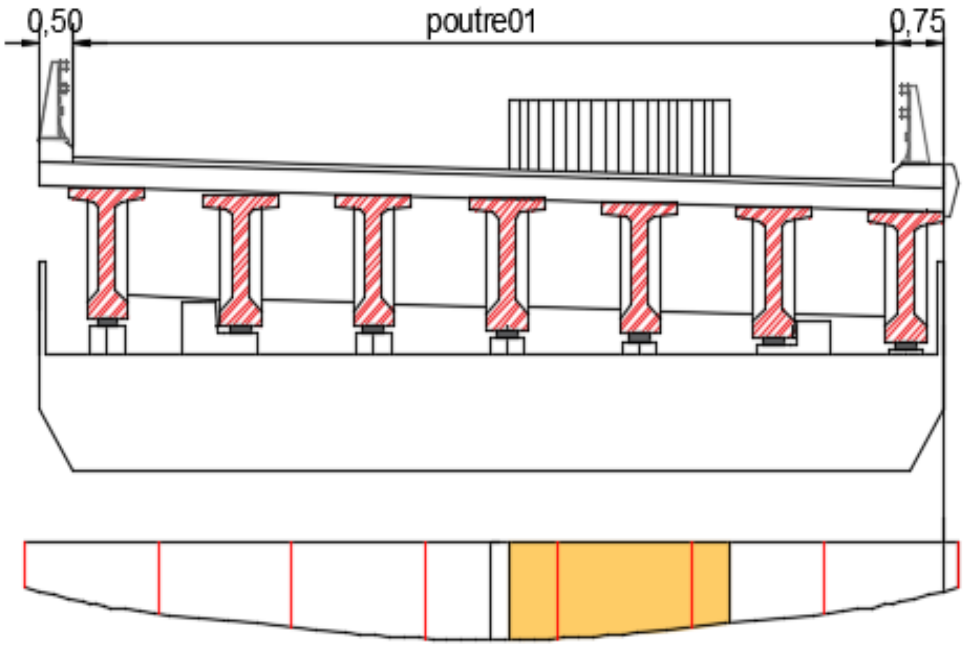
Ligne d'influence pour la poutre 1 sous surcharge Bt pour deux tendems.

❖ **surcharge Mc120**



Ligne d'influence pour la poutre 1 sous surcharge Mc120

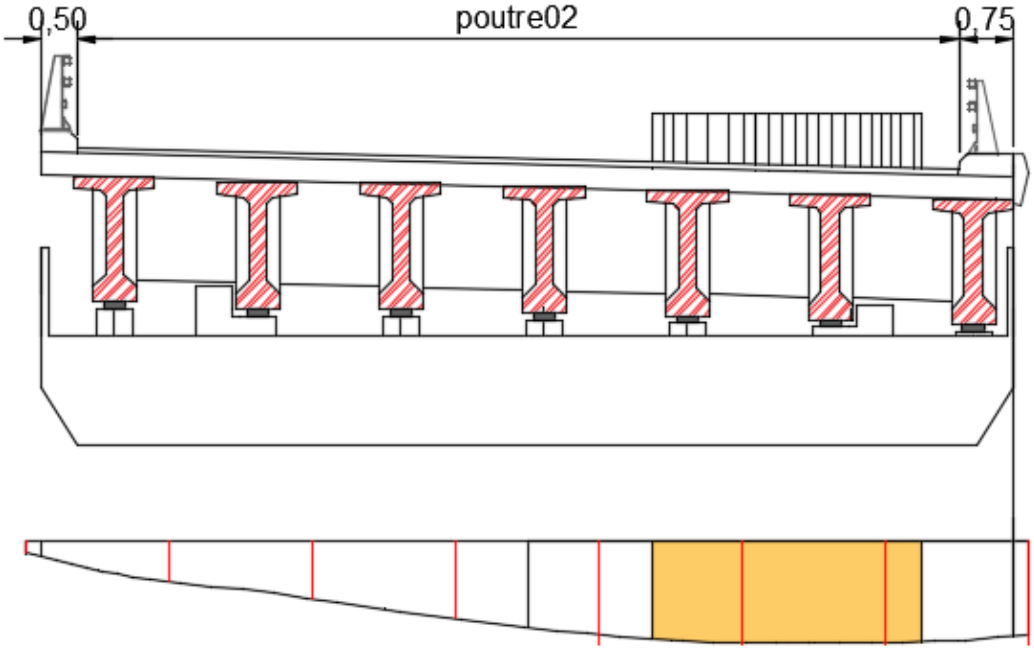
❖ **surcharge D240**



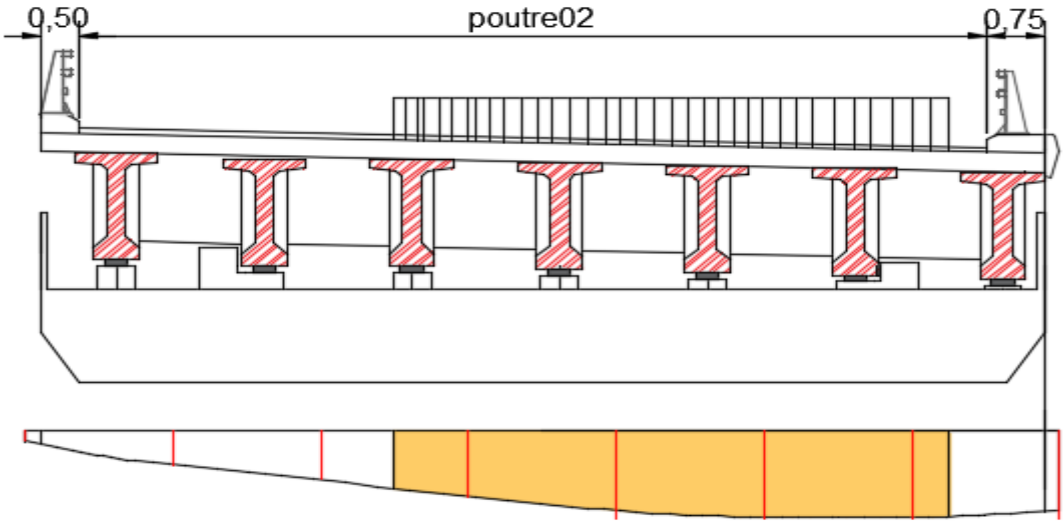
Ligne d'influence pour la poutre 1 sous surcharge D240.

POUTRE 02

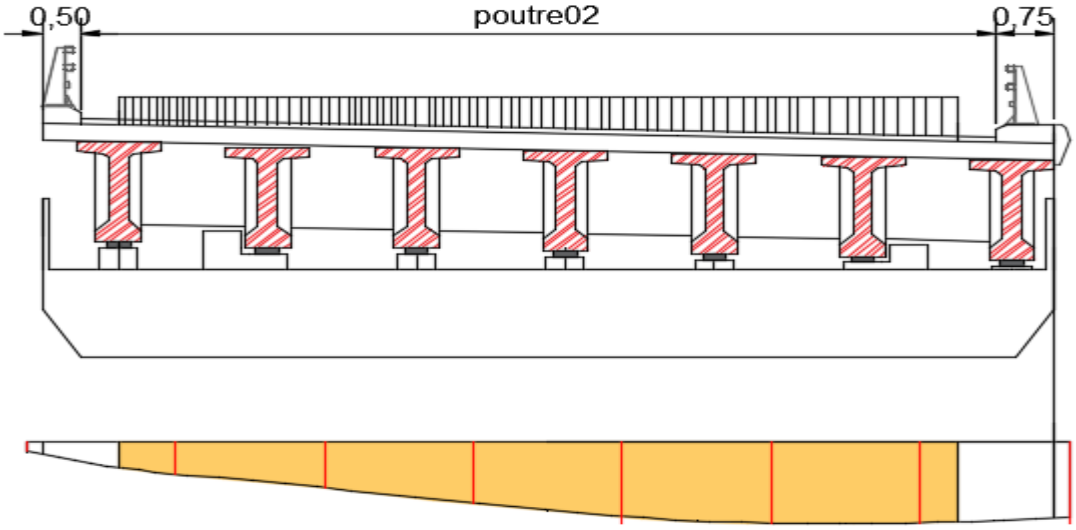
❖ **Surcharge A(l)**



Surface de la surcharge A(L) Pour une voie.

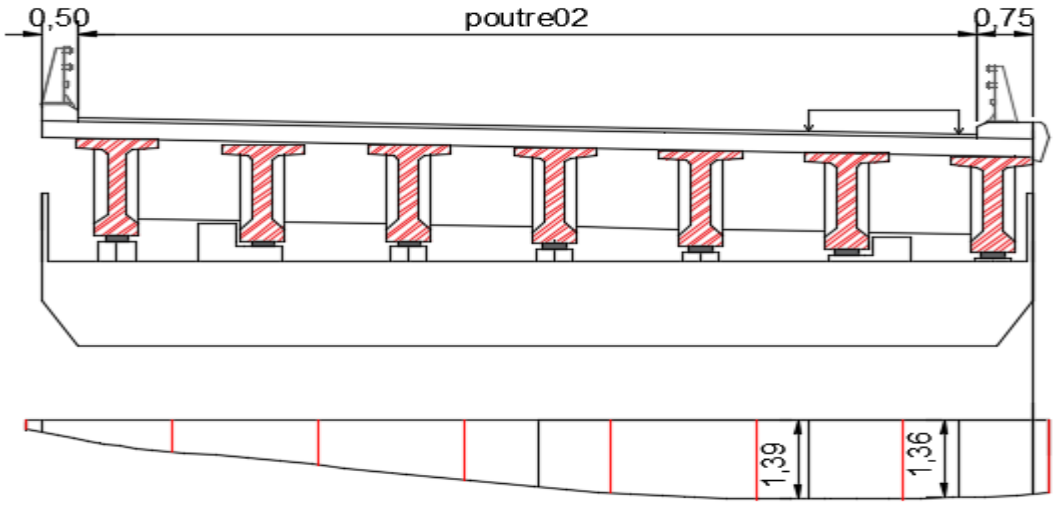


Surface de la surcharge A(L) Pour deux voies

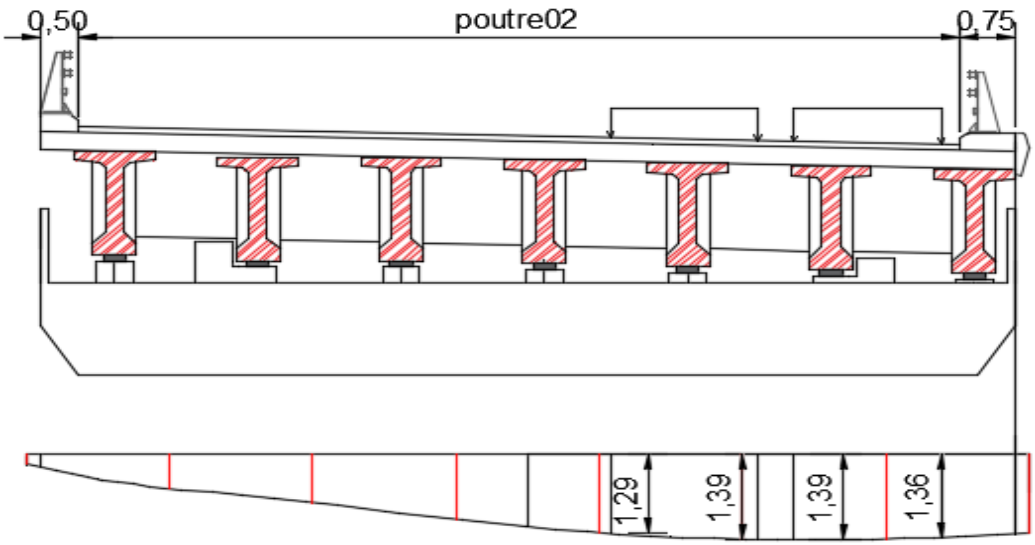


Surface de la surcharge A(L) Pour trois voies.

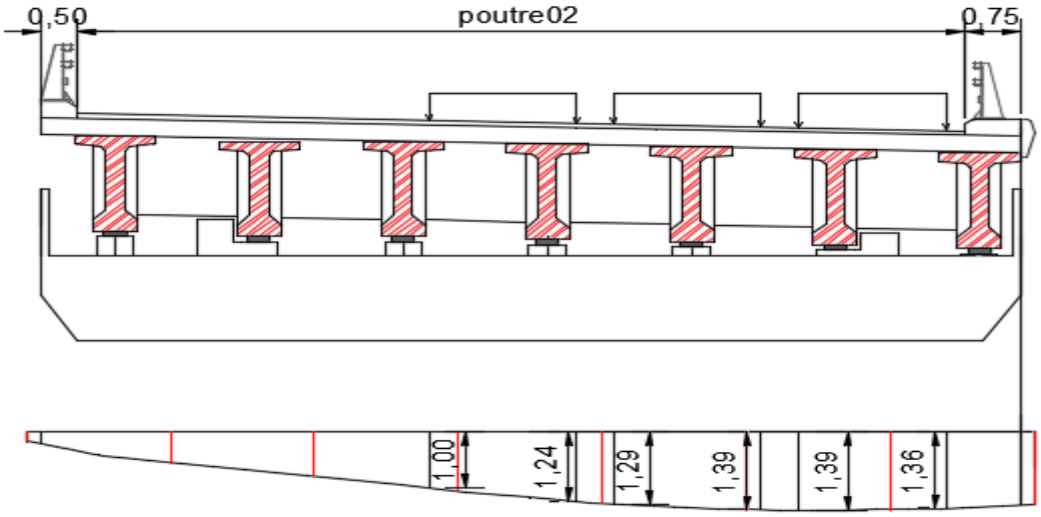
❖ **Surcharge BC**



Ligne d'influence pour la poutre 2 sous surcharge Bc pour une voie

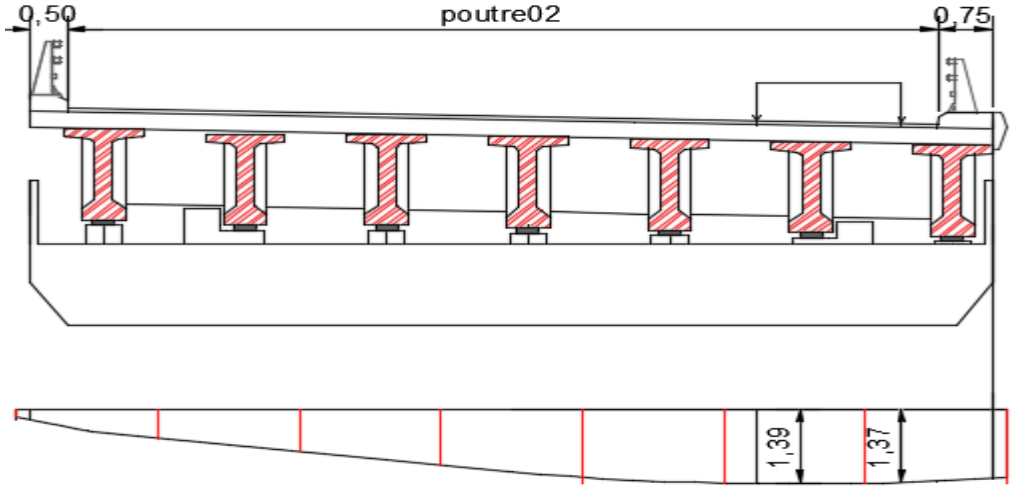


Ligne d'influence pour la poutre 2 sous surcharge Bc pour deux voies.

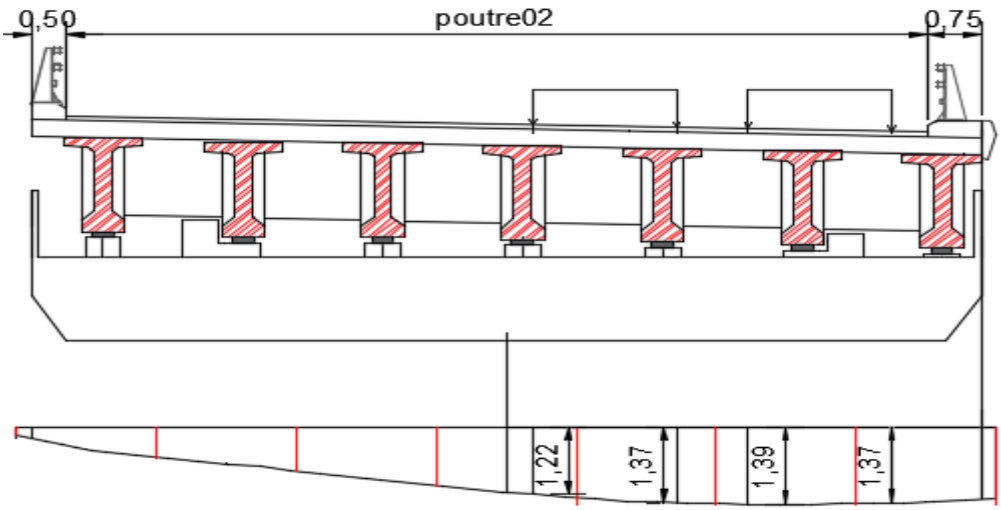


Ligne d'influence pour la poutre 2 sous surcharge Bc pour trois voies.

❖ **Surcharge Bt**

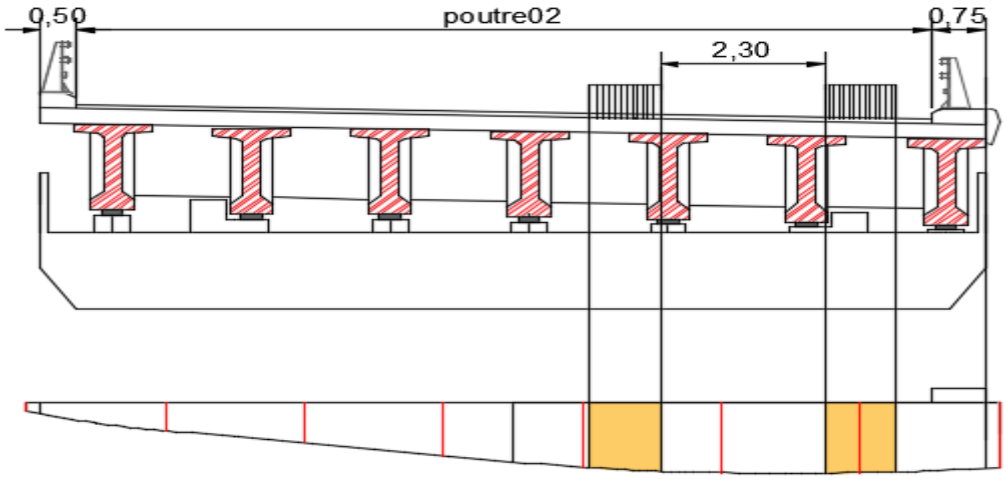


Ligne d'influence pour la poutre 2 sous surcharge Bt pour un tandem.



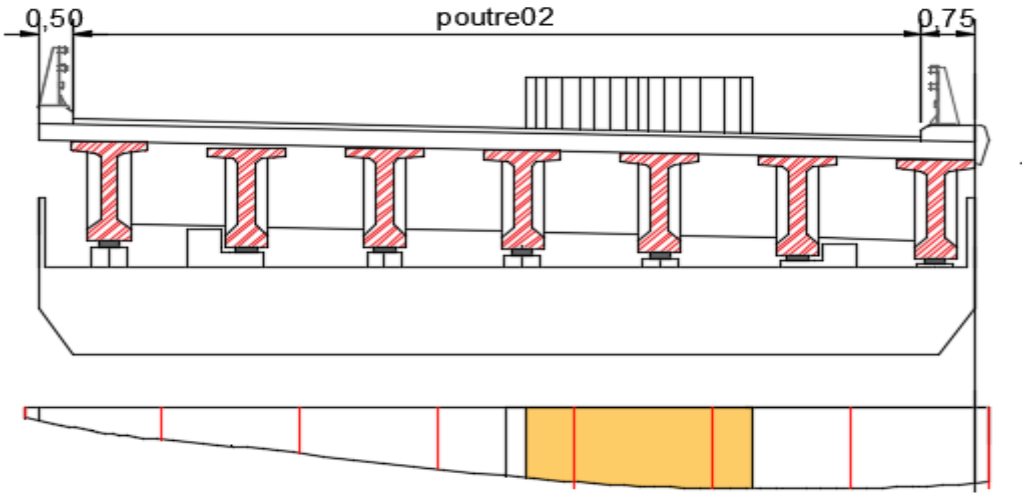
Ligne d'influence pour la poutre 2 sous surcharge Bt pour deux tendems

❖ **surcharge Mc120**



Ligne d'influence pour la poutre 2 sous surcharge Mc120

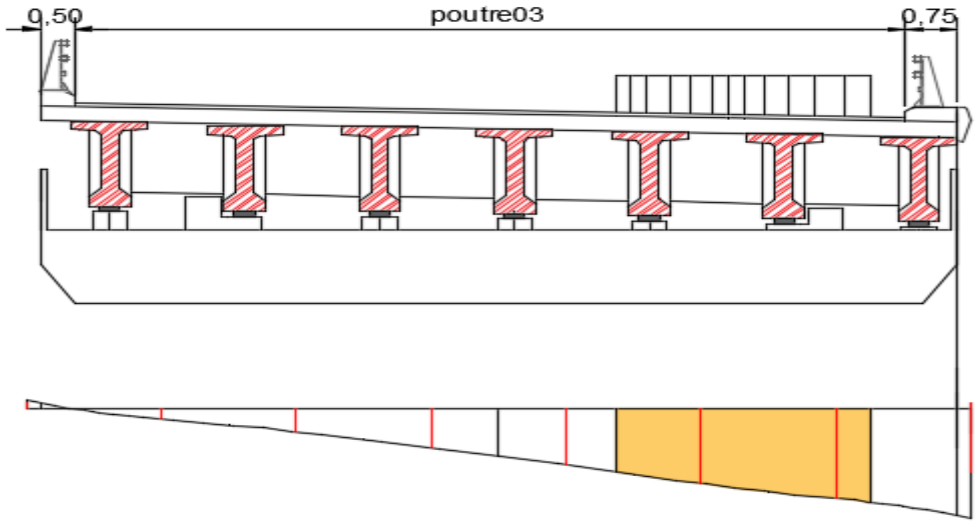
❖ **surcharge D240**



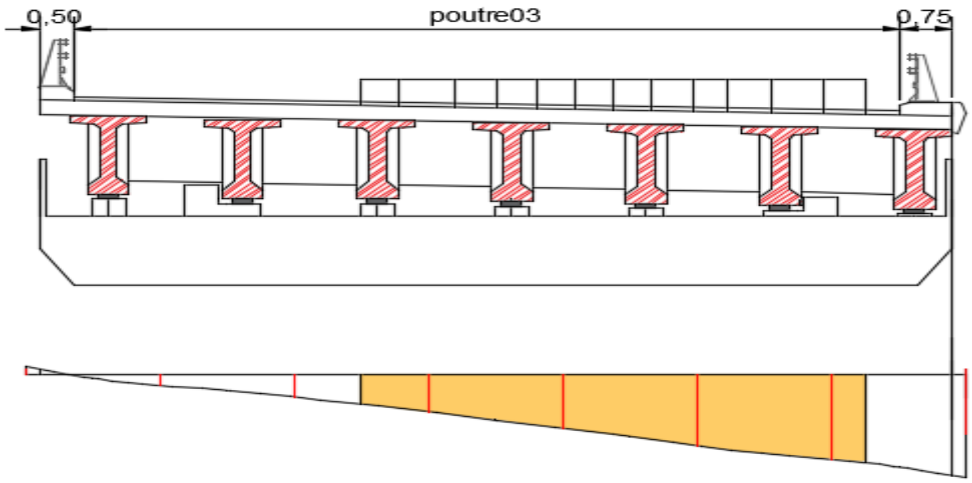
Ligne d'influence pour la poutre 2 sous surcharge D240

POUTRE 03

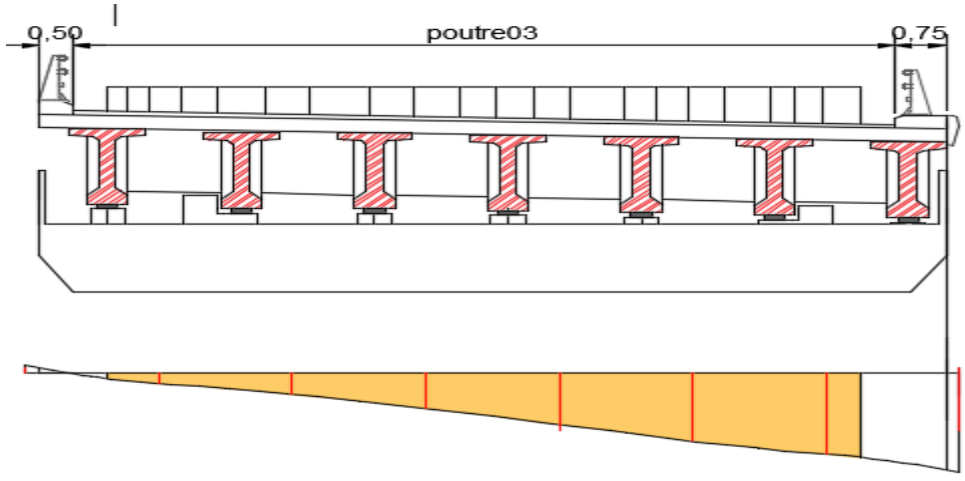
❖ **Surcharge A(l)**



Surface de la surcharge A(L) Pour une voie.

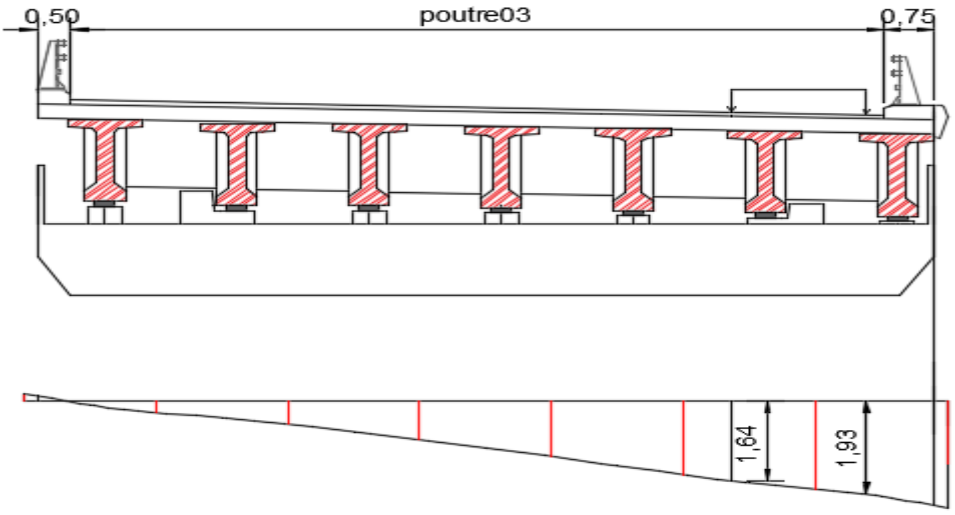


Surface de la surcharge A(L) Pour deux voies.

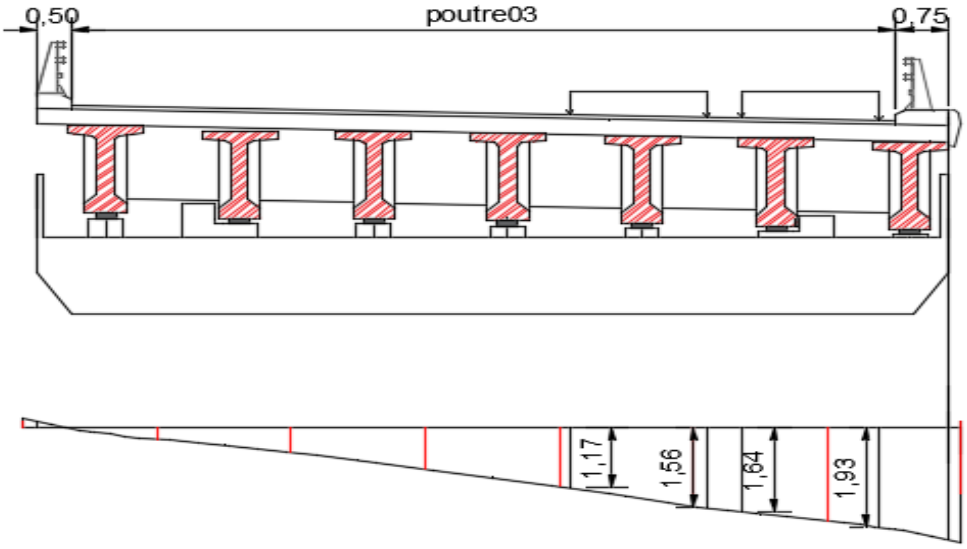


Surface de la surcharge A(L) Pour trois voies.

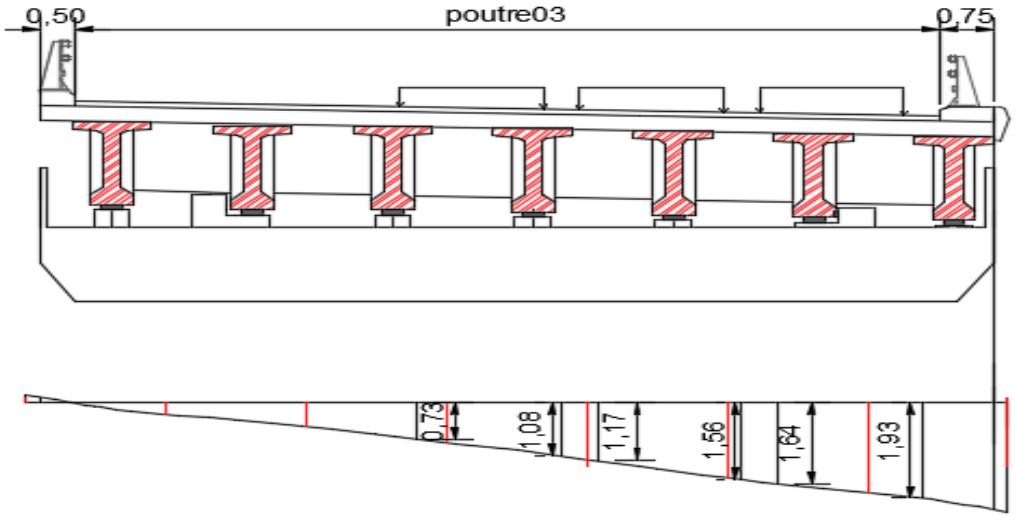
❖ **Surcharge BC**



Ligne d'influence pour la poutre 3 sous surcharge Bc pour une voie

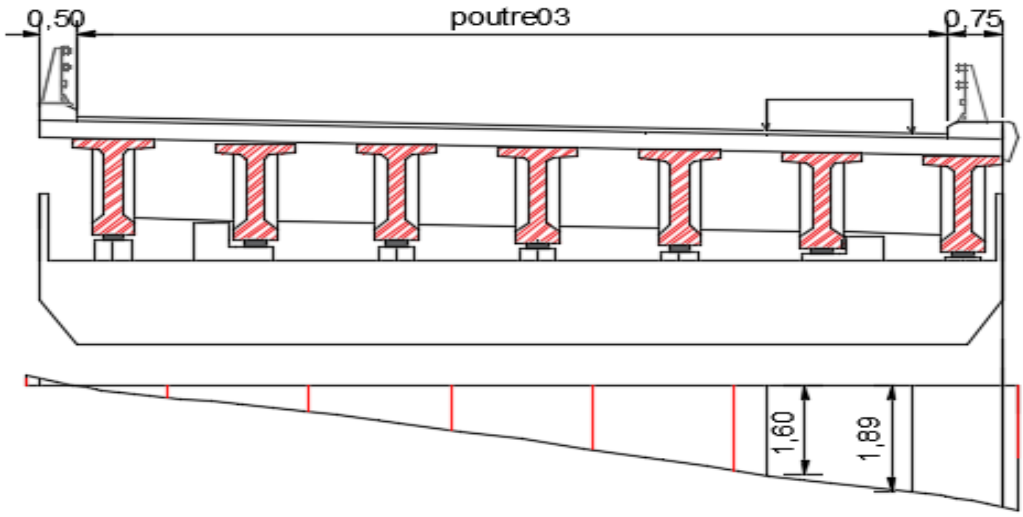


Ligne d'influence pour la poutre 3 sous surcharge Bc pour deux voies

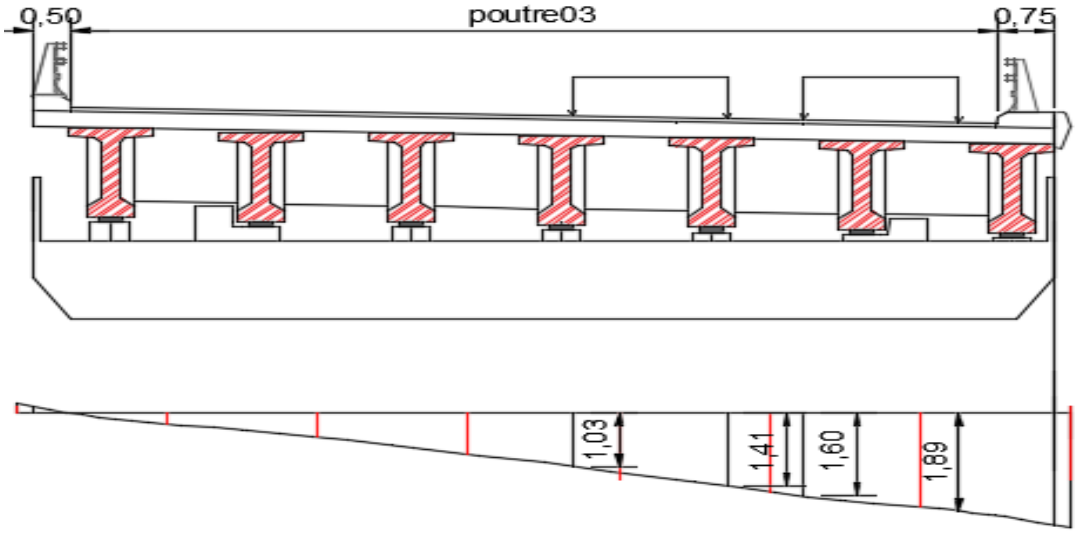


Ligne d'influence pour la poutre 3 sous surcharge Bc pour trois voies

❖ **Surcharge Bt**

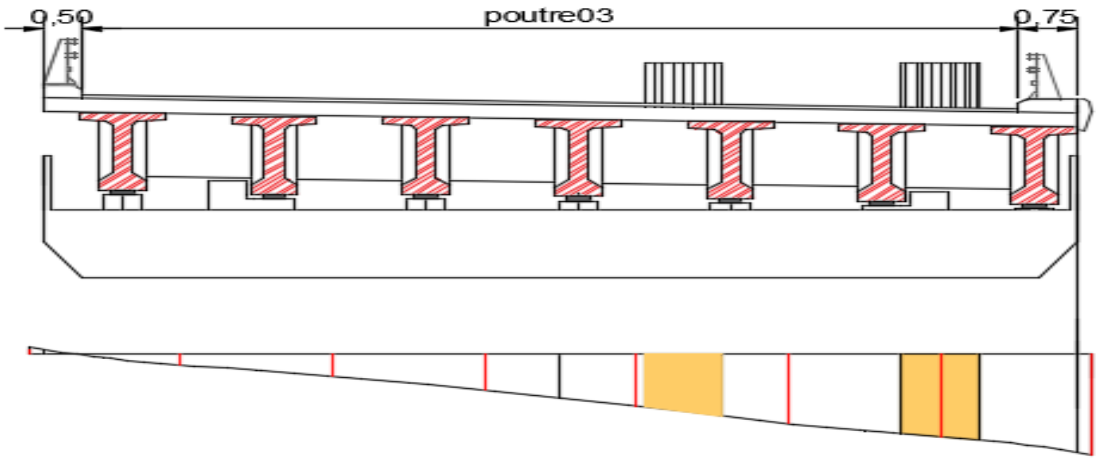


Ligne d'influence pour la poutre 3 sous surcharge Bt pour un tandem.



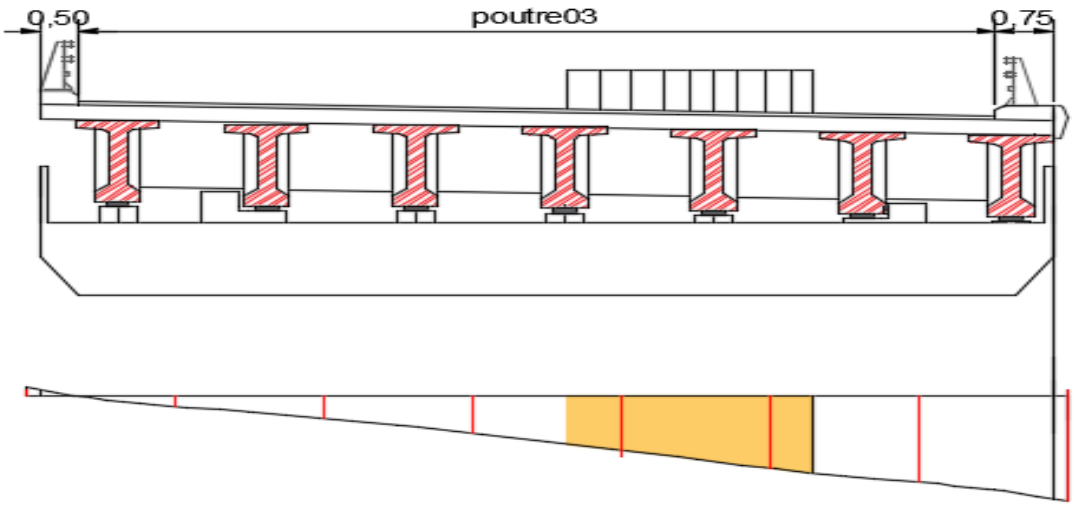
Ligne d'influence pour la poutre 3 sous surcharge Bt pour deux tendems

❖ **surcharge Mc120**



Ligne d'influence pour la poutre 3 sous surcharge Mc120

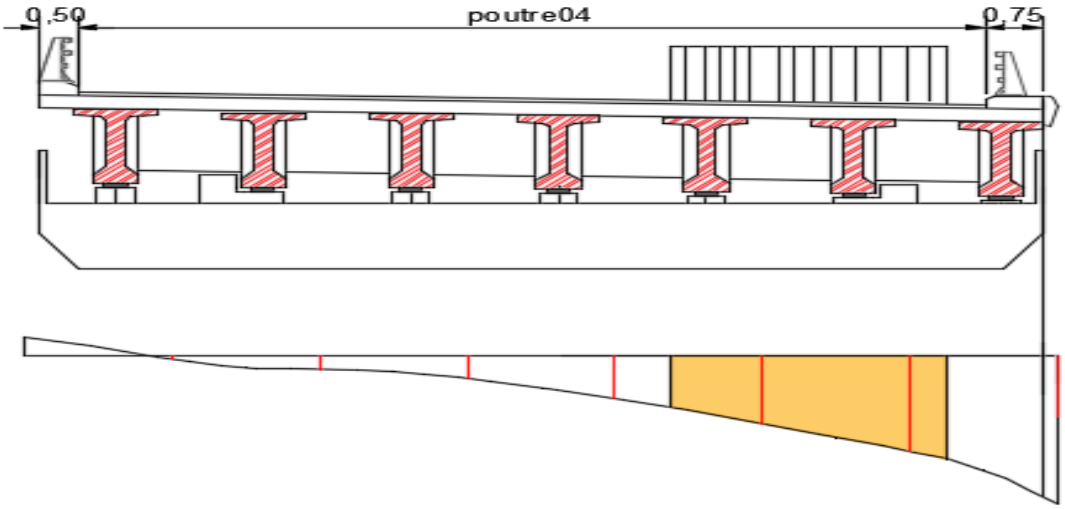
❖ **surcharge D240**



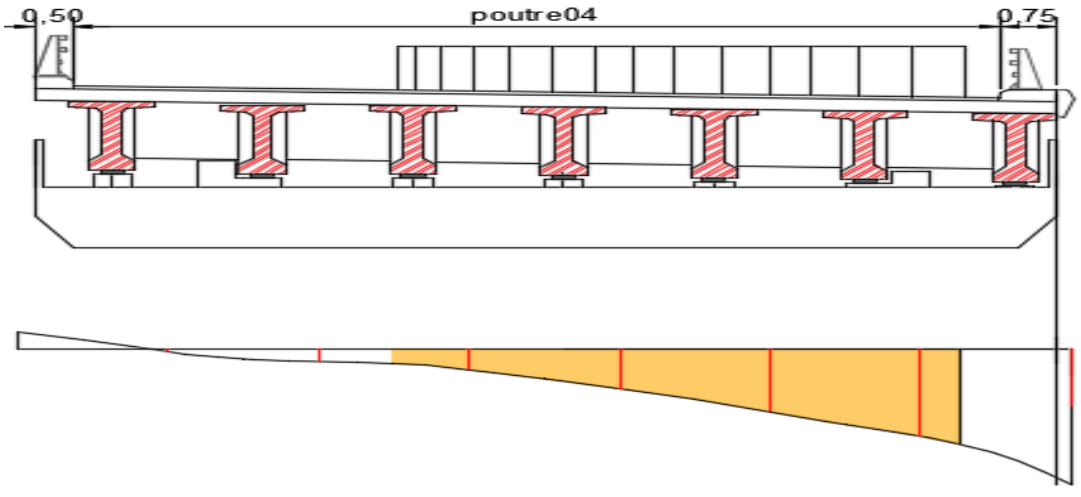
Ligne d'influence pour la poutre 3 sous surcharge D240

POUTRE 04

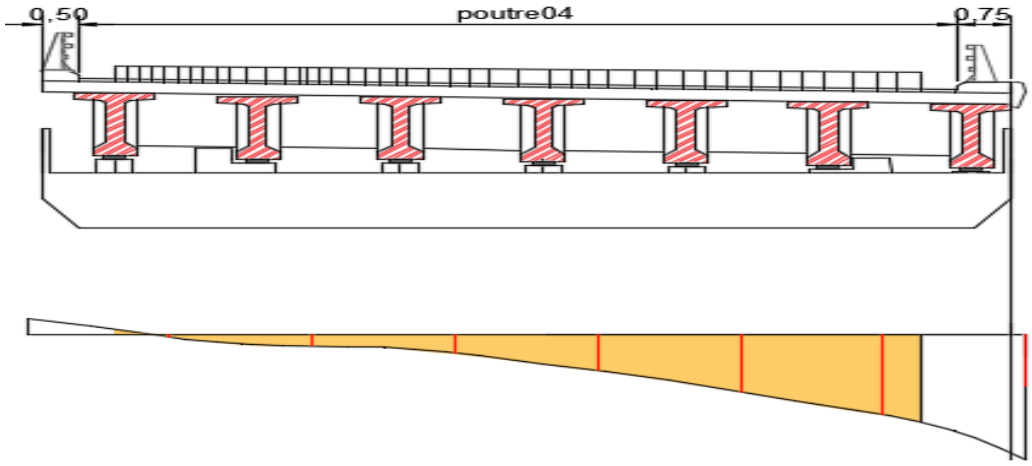
❖ **Surcharge A(l)**



Surface de la surcharge A(L) Pour une voie.

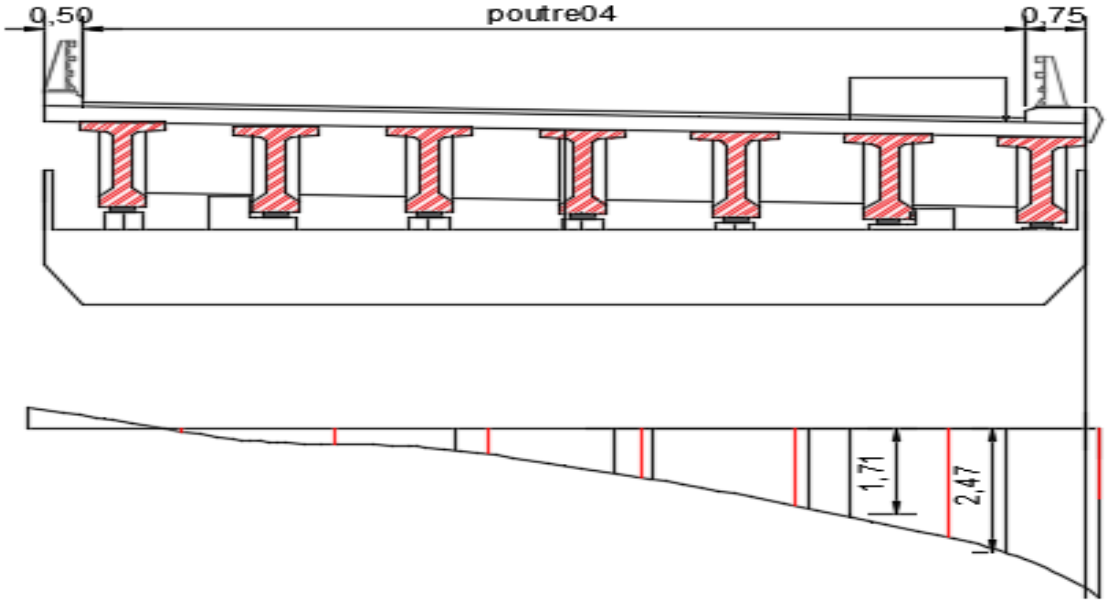


Surface de la surcharge A(L) Pour deux voies.

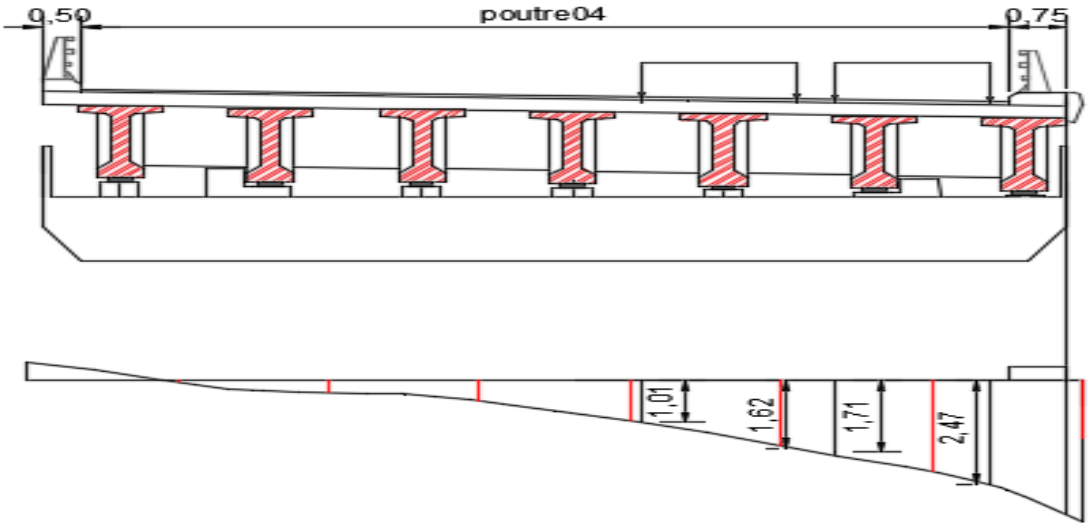


Surface de la surcharge A(L) Pour trois voies.

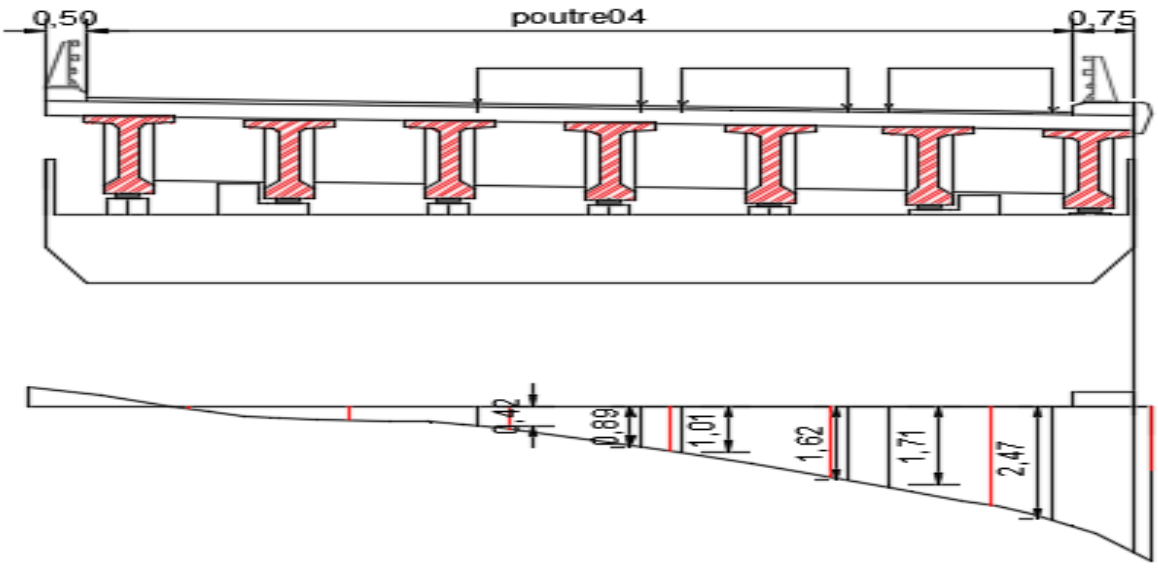
❖ **Surcharge BC**



Ligne d'influence pour la poutre 4 sous surcharge Bc pour une voie

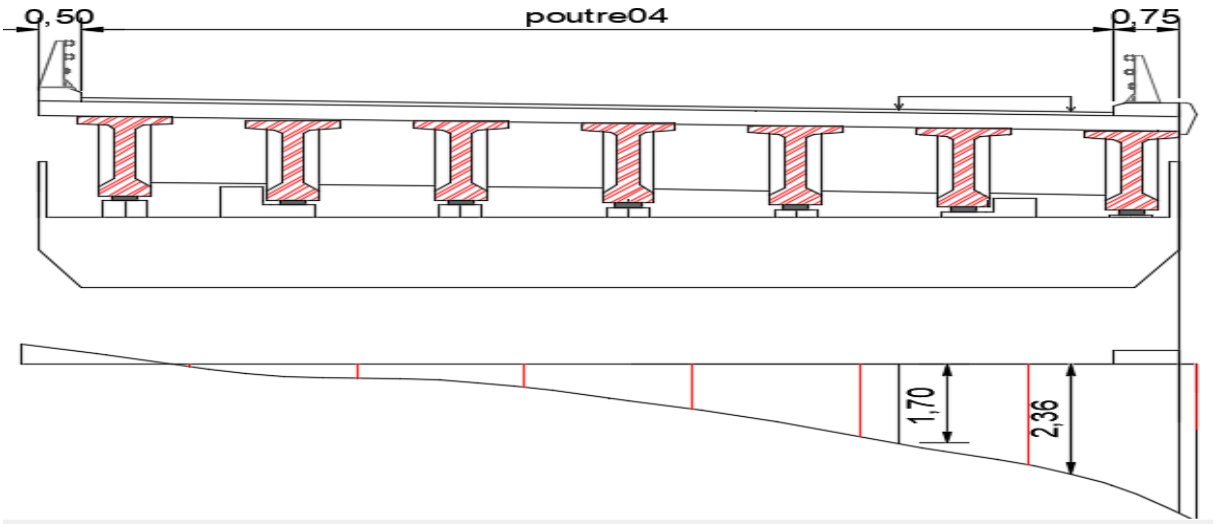


Ligne d'influence pour la poutre 4 sous surcharge Bc pour deux voies

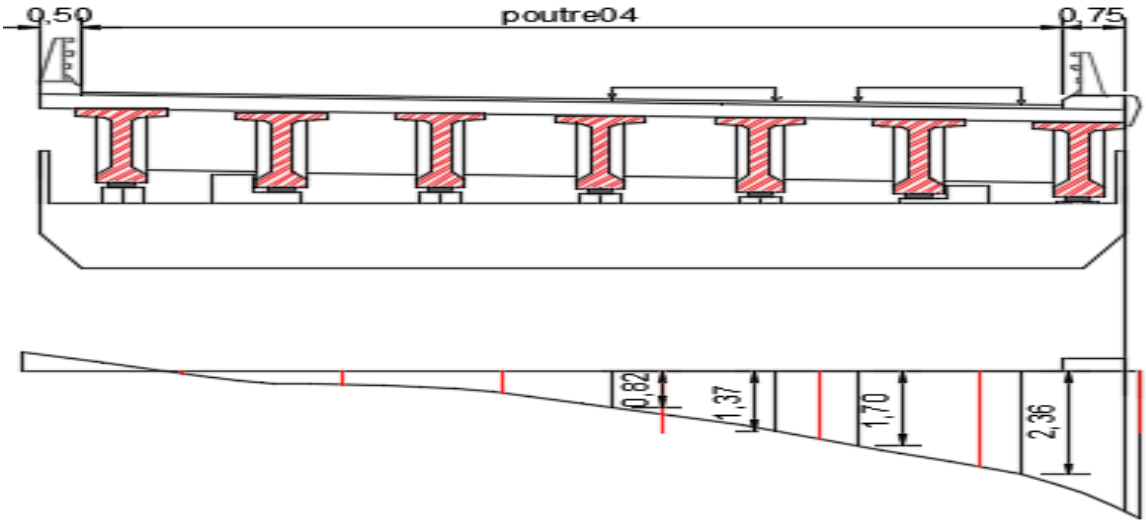


Ligne d'influence pour la poutre 4 sous surcharge Bc pour trois voies

- **Surcharge Bt**

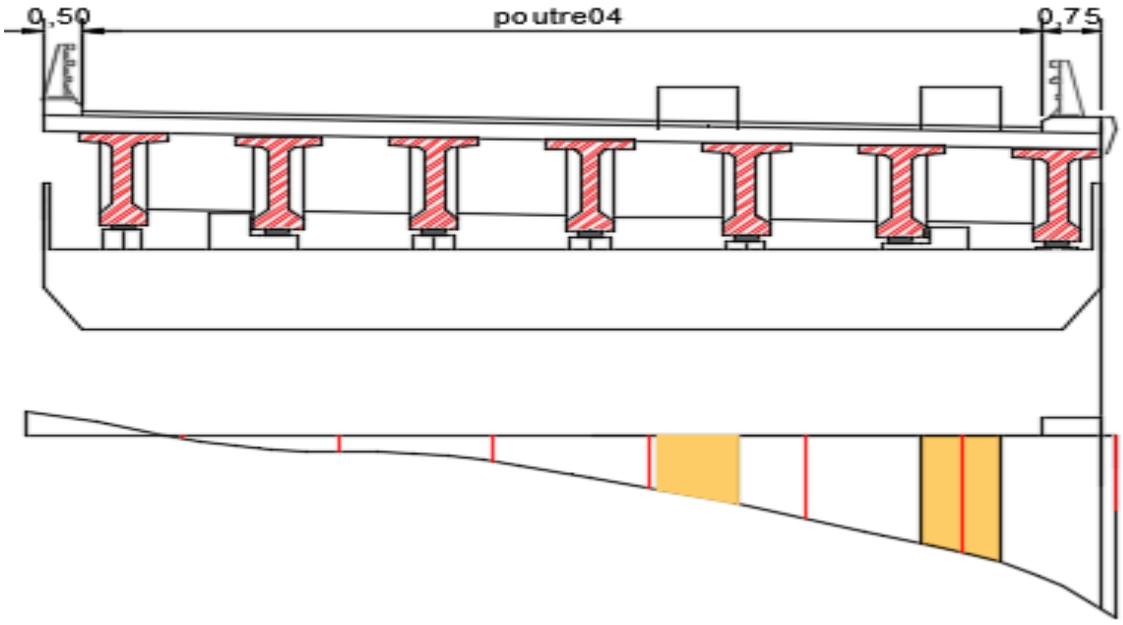


Ligne d'influence pour la poutre 3 sous surcharge Bt pour un tandem.



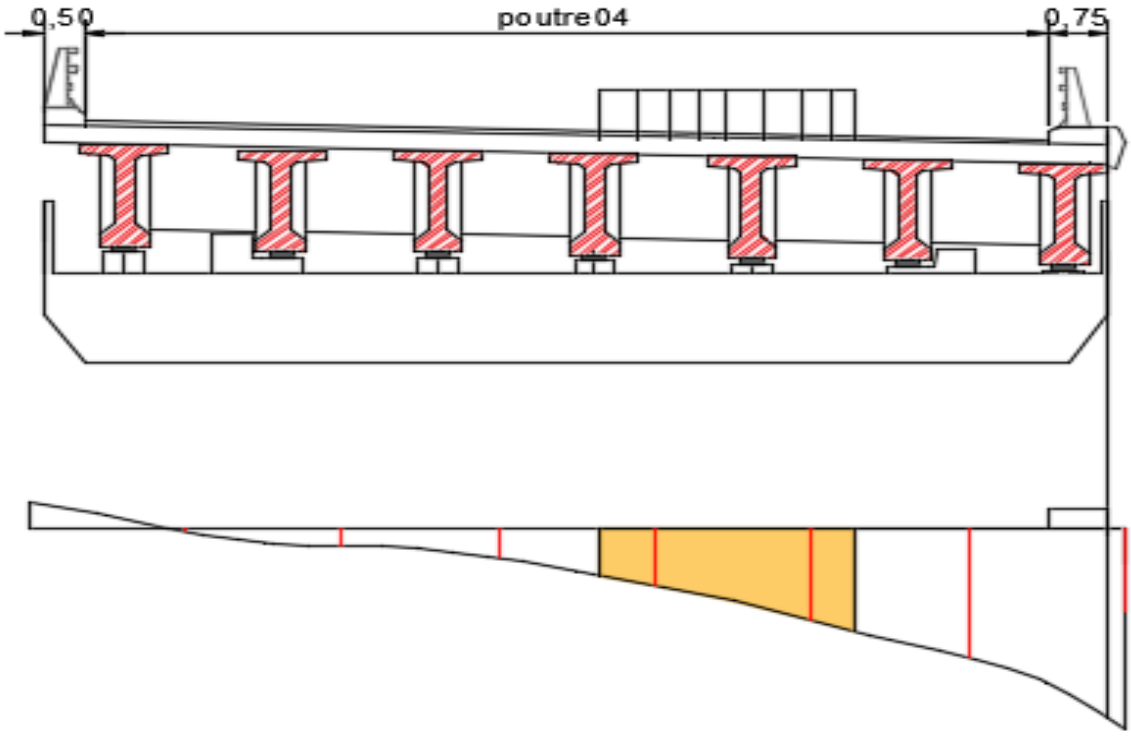
Ligne d'influence pour la poutre 3 sous surcharge Bt pour deux tandems

❖ **surcharge Mc120**



Ligne d'influence pour la poutre 4 sous surcharge Mc120

❖ **surcharge D240**



Ligne d'influence pour la poutre 4 sous surcharge D240

➢ **Le système A(L)**

Poutre 1		Surface (m²)	Largeur de la voie	$K_{\alpha\ moy}$
A(L)	Une voie	3.8767	3.667	1.0571
	Deux voies	8.4811	7.330	1.1570
	Trois voies	12.2765	11	1.1160
Poutre 2		Surface (m²)	Largeur de la voie	$K_{\alpha\ moy}$
A(L)	Une voie	5.0610	3.667	1.3801
	Deux voies	9.2760	7.330	1.2654
	Trois voies	11.7792	11	1.0708
Poutre 3		Surface (m²)	Largeur de la voie	$K_{\alpha\ moy}$
A(L)	Une voie	5.9051	3.667	1.6103
	Deux voies	9.3786	7.330	1.2794
	Trois voies	10.7174	11	0.9743
Poutre 4		Surface (m²)	Largeur de la voie	$K_{\alpha\ moy}$
A(L)	Une voie	6.4059	3.667	1.7469
	Deux voies	9.0260	7.330	1.2313
	Trois voies	9.7951	11	0.8904

➢ **Le système Bc**

Valeur de K	Poutre1	Poutr2	Poutr3	Poutr4	$K_{\alpha\ moy}$ Poutre1	$K_{\alpha\ moy}$ Poutre2	$K_{\alpha\ moy}$ Poutre3	$K_{\alpha\ moy}$ Poutre4
Pour une voie								
K1	0.85	1.36	1.93	2.47	0.950	1.375	1.785	2.09
K2	1.05	1.39	1.64	1.71				

Pour deux voies								
K1	0.85	1.36	1.93	2.47	1.322	1.357	1.575	1.702
K2	1.05	1.39	1.64	1.71				
K3	1.09	1.39	1.56	1.62				
K4	1.25	1.29	1.17	1,01				
Pour trois voies								
K1	0.85	1.36	1.93	2.47	1.125	1.278	1.351	1.353
K2	1.05	1.39	1.64	1.71				
K3	1.09	1.39	1.56	1.62				
K4	1.25	1.29	1.17	1,01				
K5	1.27	1.24	1.08	0.89				
K6	1.24	1	0.73	0.42				

- **Le système Bt**

Valeur de K	Poutre1	Poutr2	Poutr3	Poutr4	$K_{\alpha\ moy}$ Poutre1	$K_{\alpha\ moy}$ Poutre2	$K_{\alpha\ moy}$ Poutre3	$K_{\alpha\ moy}$ Poutre4
Pour un tandem								
K1	0.89	1.37	1.89	2.36	0.98	1.38	1.74	2.03
K2	1.07	1,39	1.6	1.7				
Pour deux tandems								
K1	0.89	1.37	1.89	2.36	1.10	1.33	1.48	1.56
K2	1.07	1,39	1.6	1.7				
K3	1.16	1.37	1.41	1.37				
K4	1.28	1.22	1.03	0.82				

- **Le convoi Mc120**

Poutres	Surface (m²)	Largeur	$K\alpha_{moy}$
Poutres1	2.1646	2	1.0823
Poutres2	2.7075	2	1.3537
Poutres 3	3.0736	2	1.5368
Poutres 4	3.3029	2	1.6514

- **Le convoi D240**

Poutres	Surface (m²)	Largeur	$K\alpha_{moy}$
Poutres1	3.7741	3,2	1.1794
Poutres2	4.2897	3,2	1.3405
Poutres 3	4.3356	3,2	1.3548
Poutres 4	4.1389	3,2	1.2934

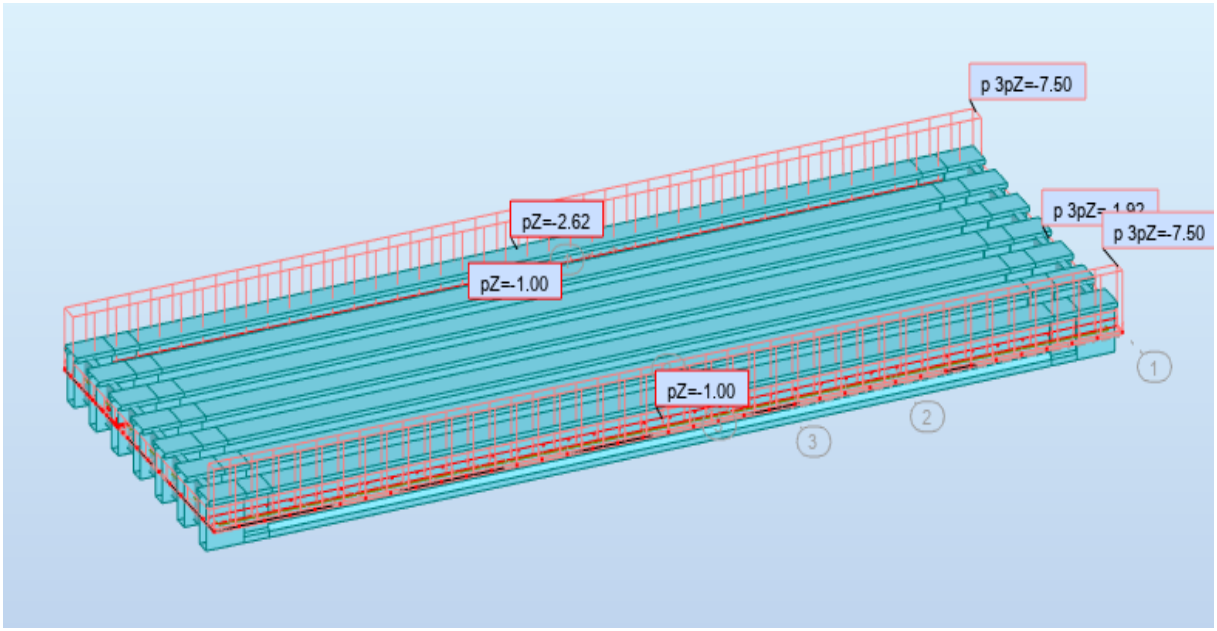
Désignation			M0 KN.m	Poutre 1		Poutre 2		Poutre 3		Poutre 4	
				$K_{\alpha\ moy}$	Mréel KN.m	$K_{\alpha\ moy}$	Mréel KN.m	$K_{\alpha\ moy}$	Mréel KN.m	$K_{\alpha\ moy}$	Mréel KN.m
G			5862.04	1	5862.04	1	5862.04	1	5862.04	1	5862.04
Surcharge A(L)	1 voie		749.87	1.0571	792.68	1.3801	1034,9	1.6103	1207.51	1.7469	1309.94
	2voie		1499.09	1.1570	1734.44	1.2654	1896.94	1.2794	1917.93	1.2313	1845.83
	3 voies		2023.65	1.1160	2258.40	1.0708	2166.92	0.9743	1971.64	0.8904	1801.85
Surcharge B	Bc	1V	676.43	0.950	642.60	1.375	930.09	1.785	1207.42	2.09	1413.73
		2V	1250.66	1.322	1653.37	1.357	1697.14	1.575	1969.79	1.702	2128.62
		3V	1629.28	1.125	1832.94	1.278	2082.22	1.351	2201.15	1.353	2204.41
	Bt	1t	486.40	0.98	476.67	1.38	671.23	1.74	846.33	2.03	987.40
		2t	978.35	1.10	1076.18	1.33	1301.20	1.48	1447.95	1.56	1526.226
Convoi	Mc120		1336.76	1.0823	1446.77	1.3537	1809.57	1.5368	2054.33	1.6514	2207.52
	D240		2202.87	1.1794	2598.06	1.3405	2952.95	1.3548	2984.44	1.2934	2849.2

Valeurs des moments fléchissant réels

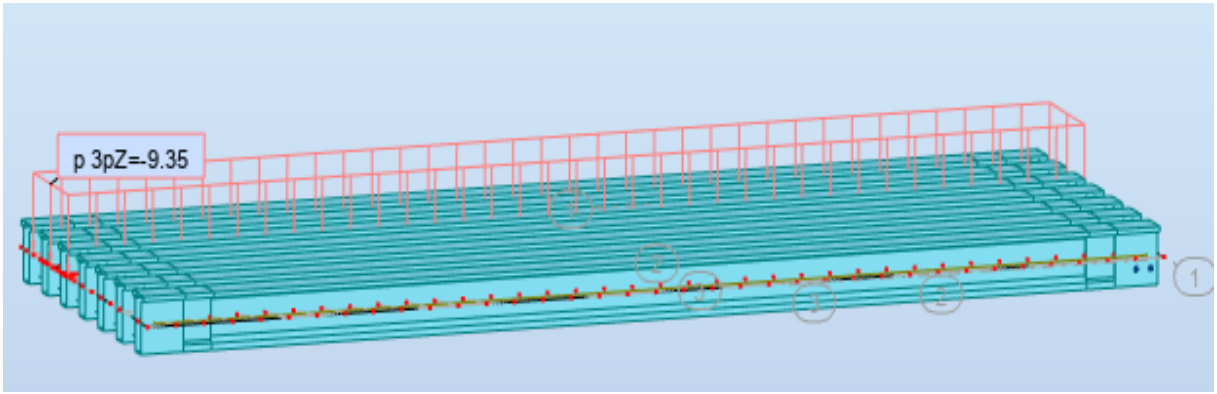
ANNEXE C

RESULTATS DE CALCUL AUTOMATIQUE

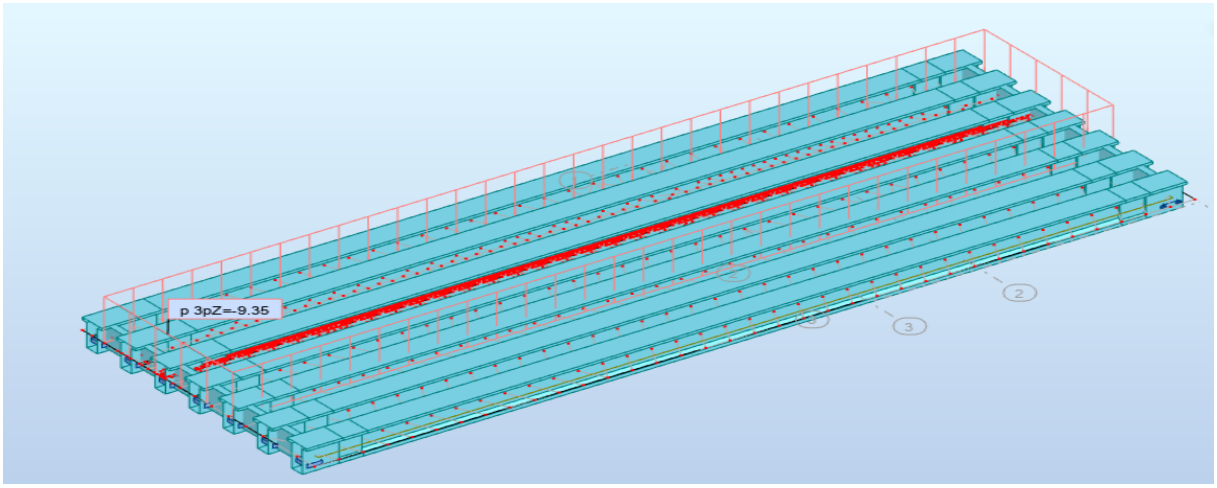
❖ LES CHARGES PERMANENTES ET LES CHARGES D'EXPLOITATIONS



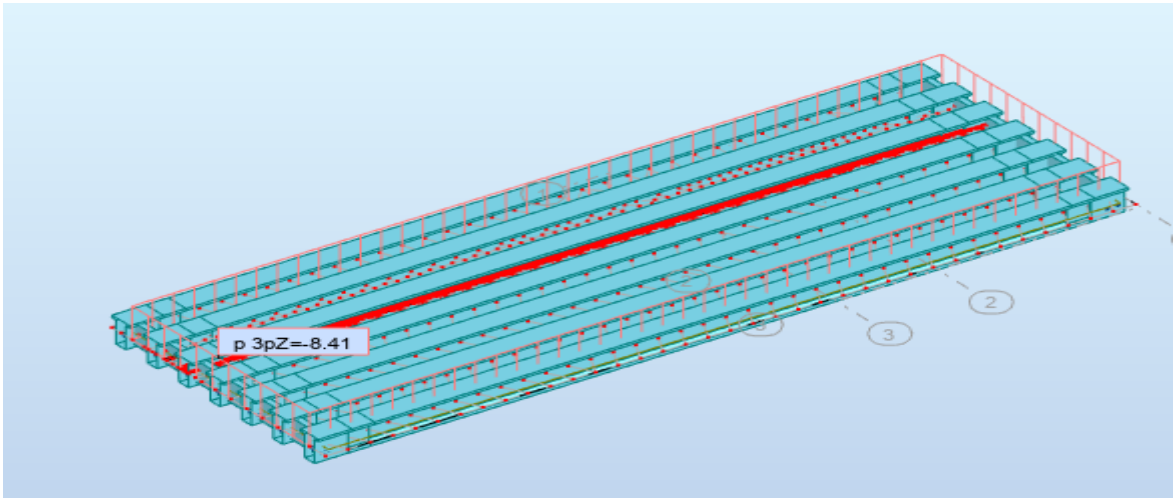
Les charge permanent G



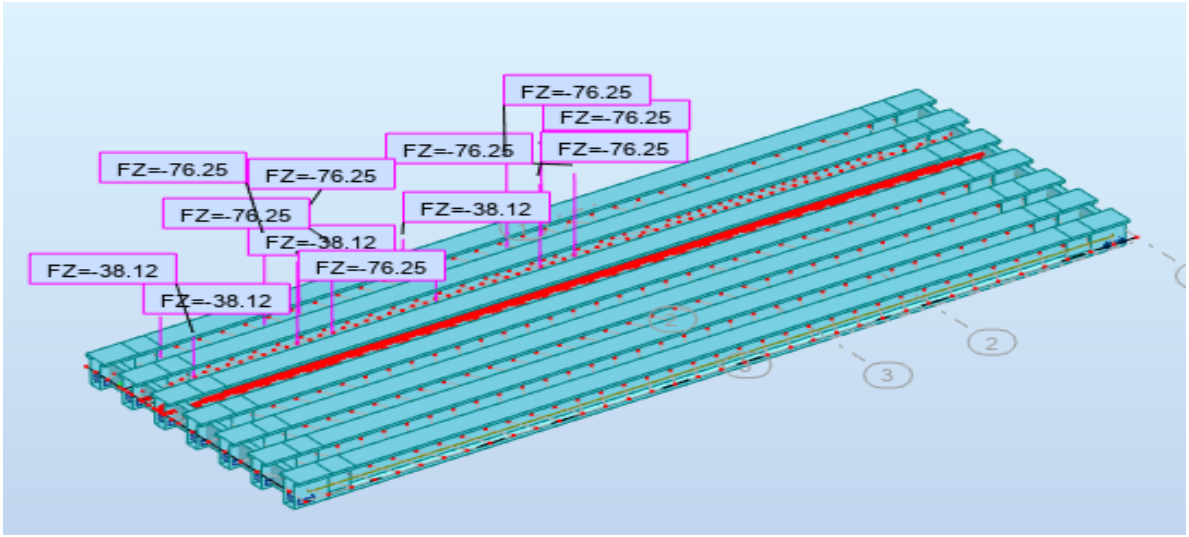
Al pour un voie charge



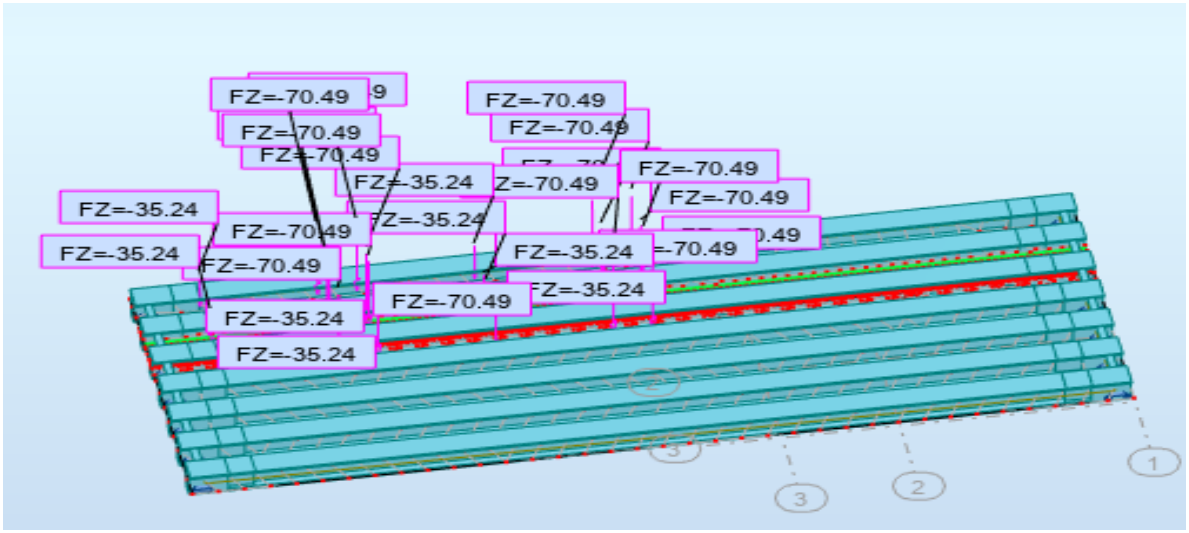
Al pour deux voie charge



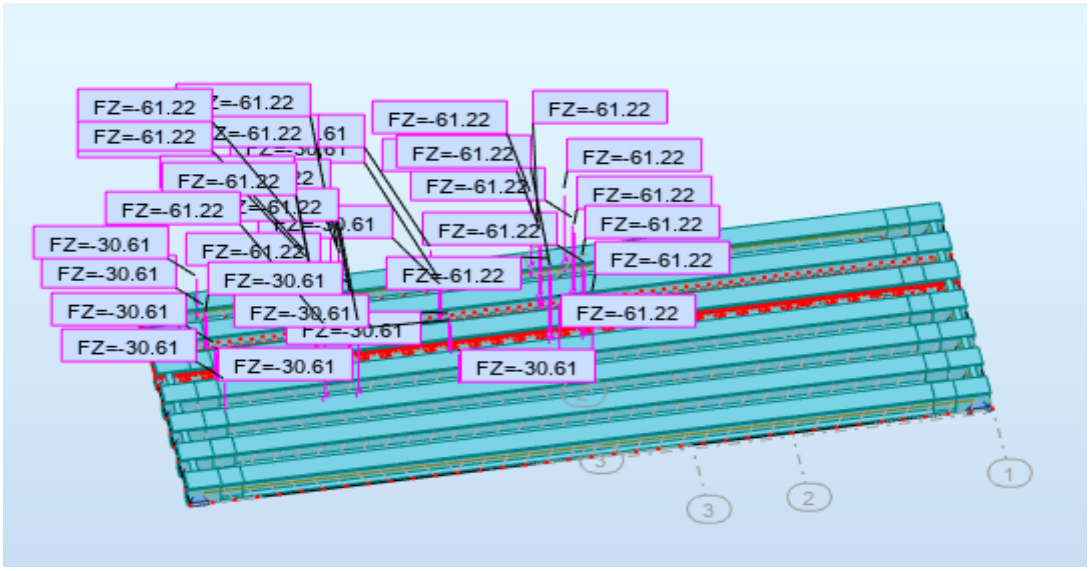
Al pour trois voie charge



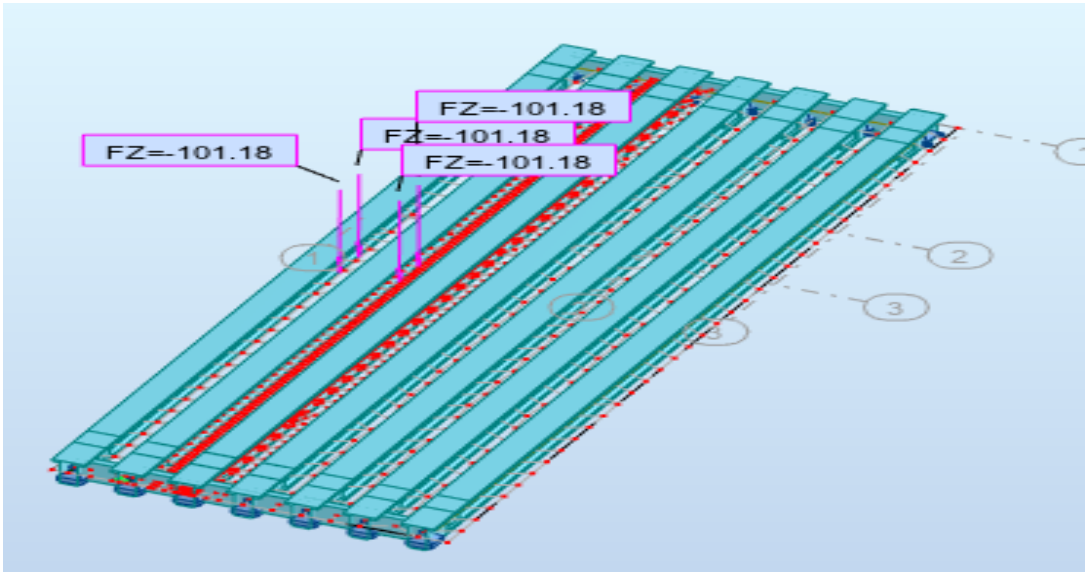
Bc pour un voie charge



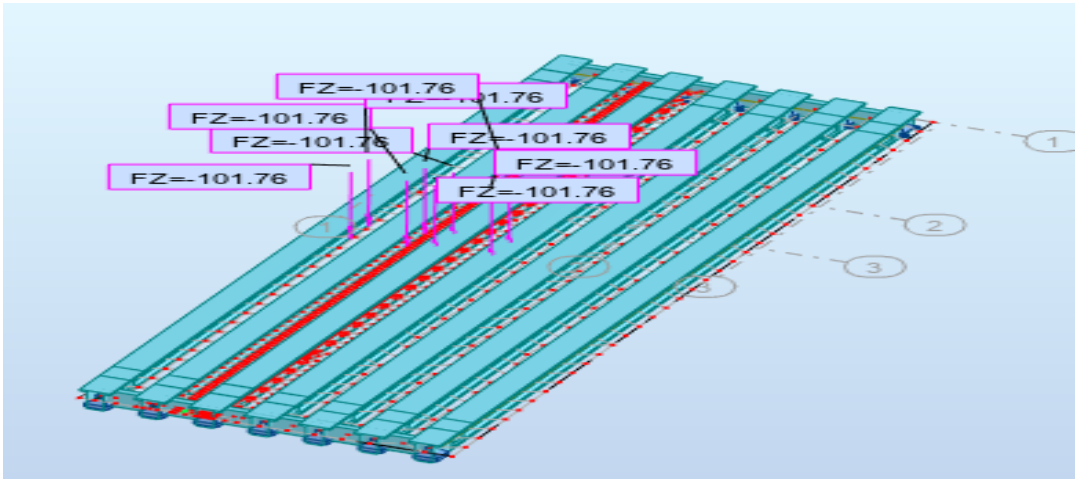
Bc pour deux voie charge



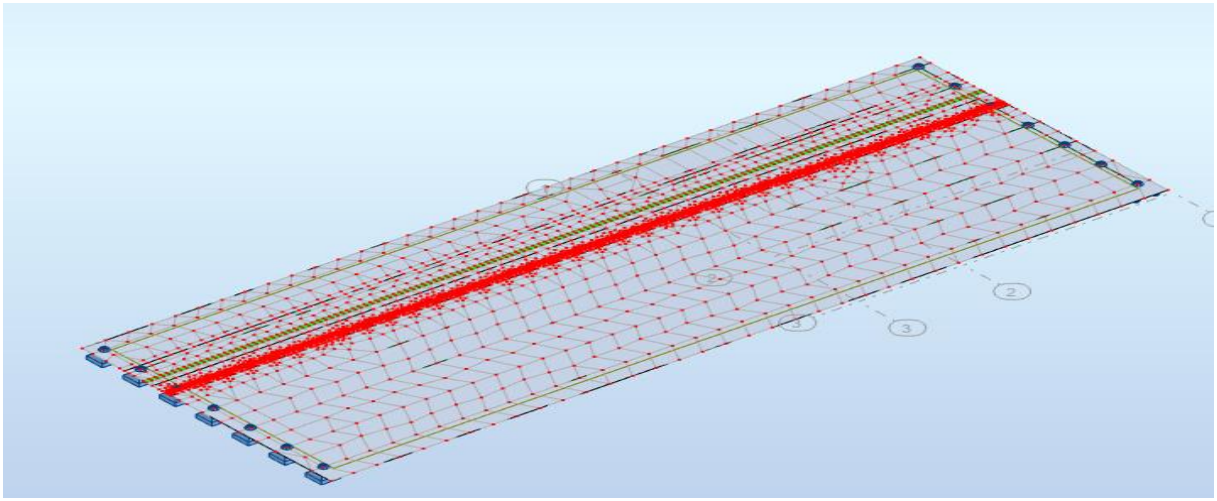
Bc pour trois voie charge



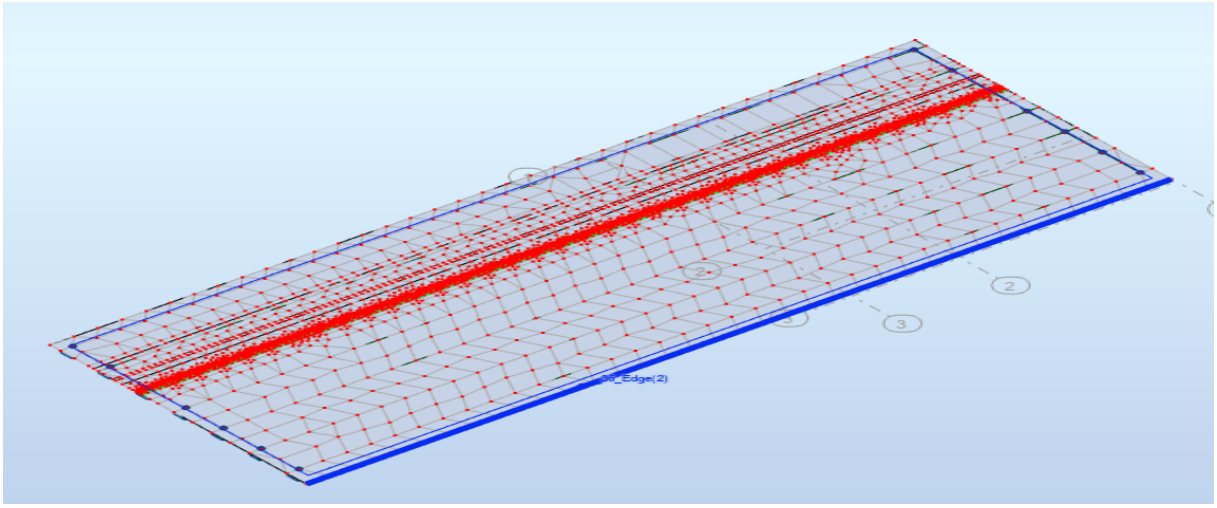
Bt pour un tandem



Bt pour deux tandems

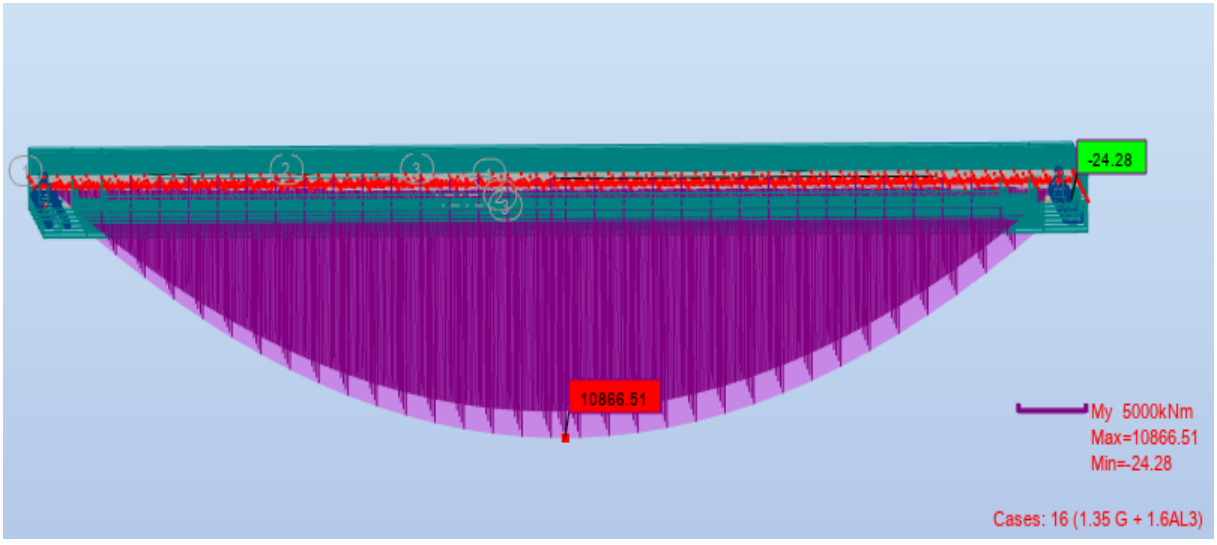


SURCHARG Mc120

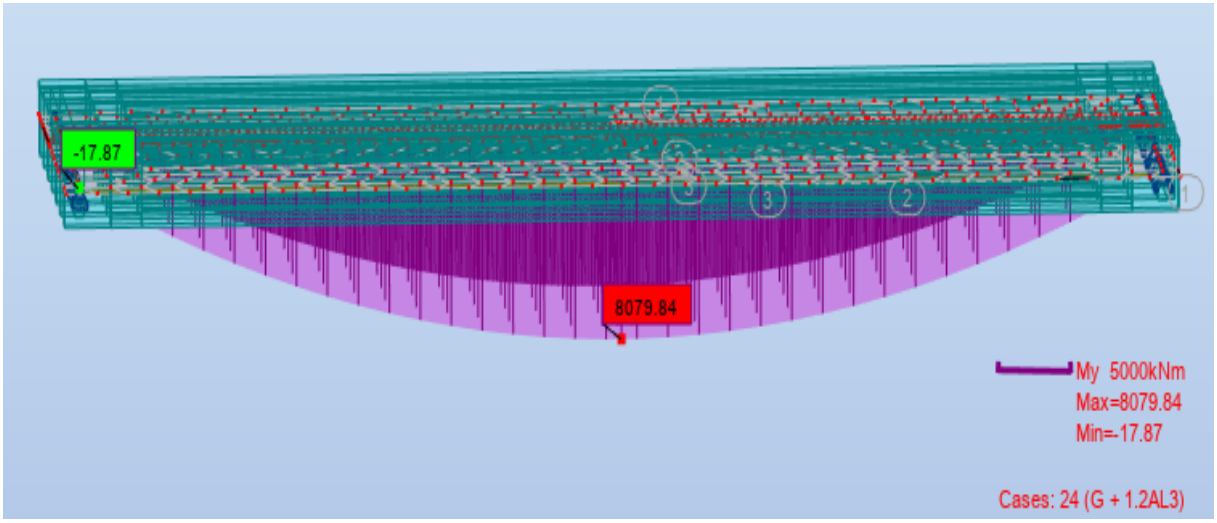


SURCHARG D240

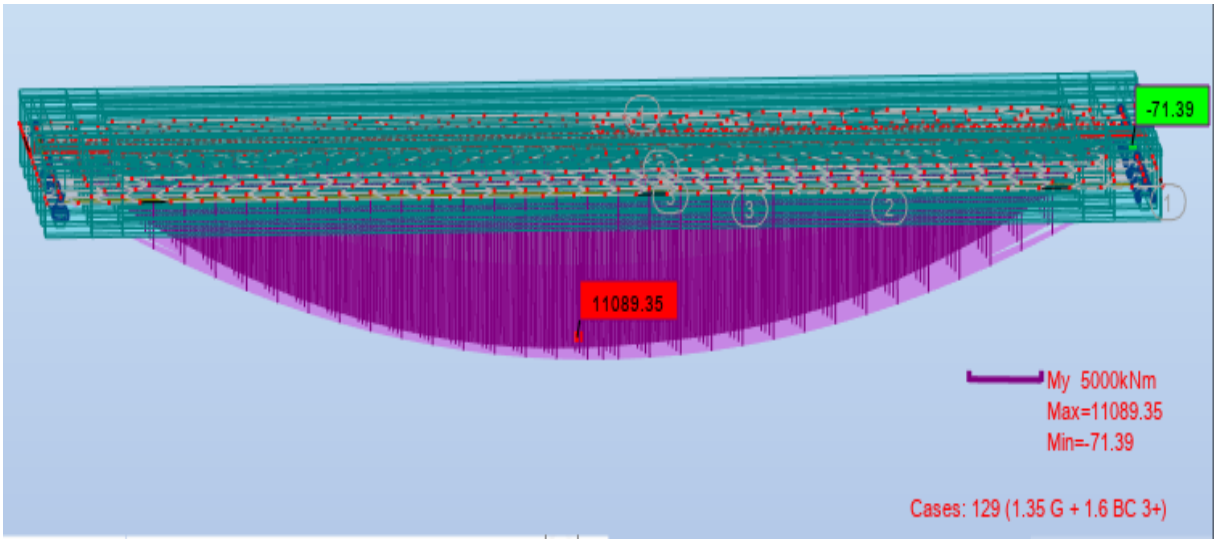
❖ **LES MOMENTS FLECHISSANTS**



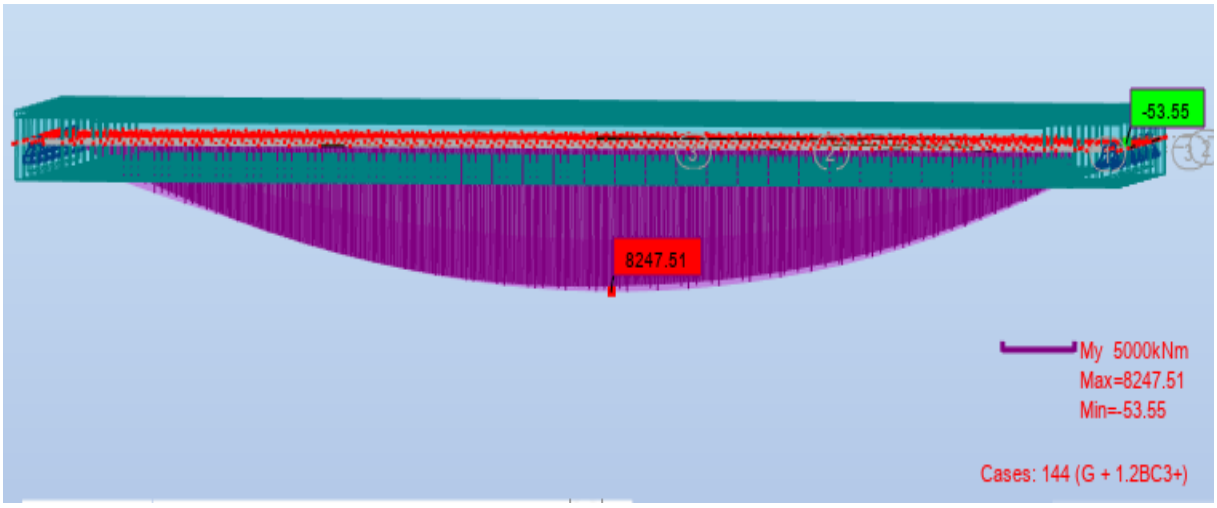
ELU :1,35 G + 1,6 A(l)



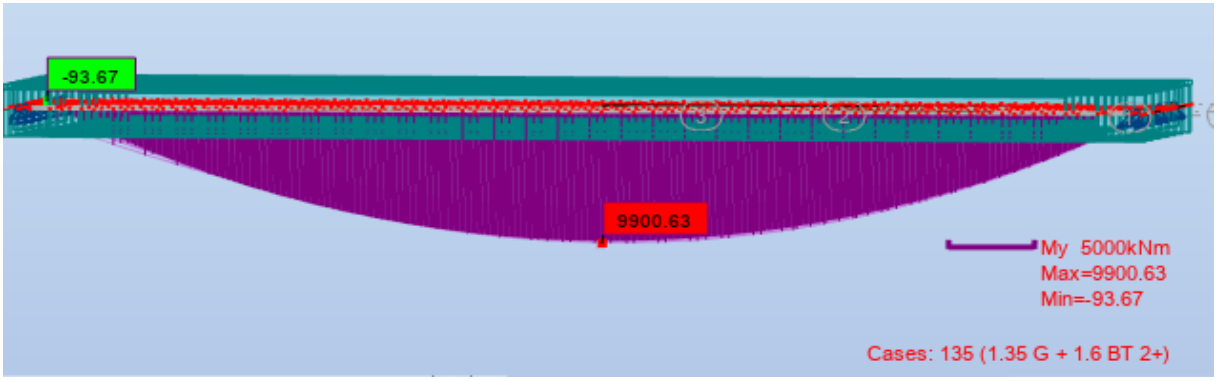
ELS : G + 1,2 A(l)



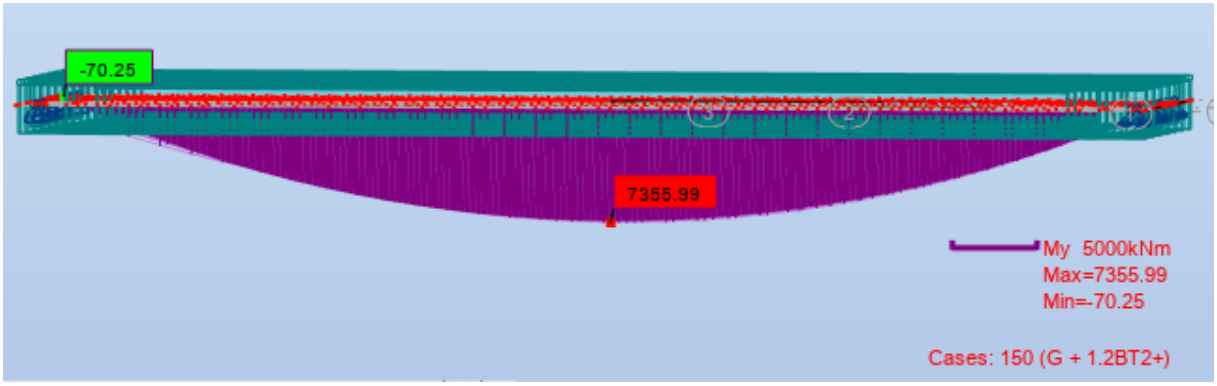
ELU : 1,35 G + 1,6 BC



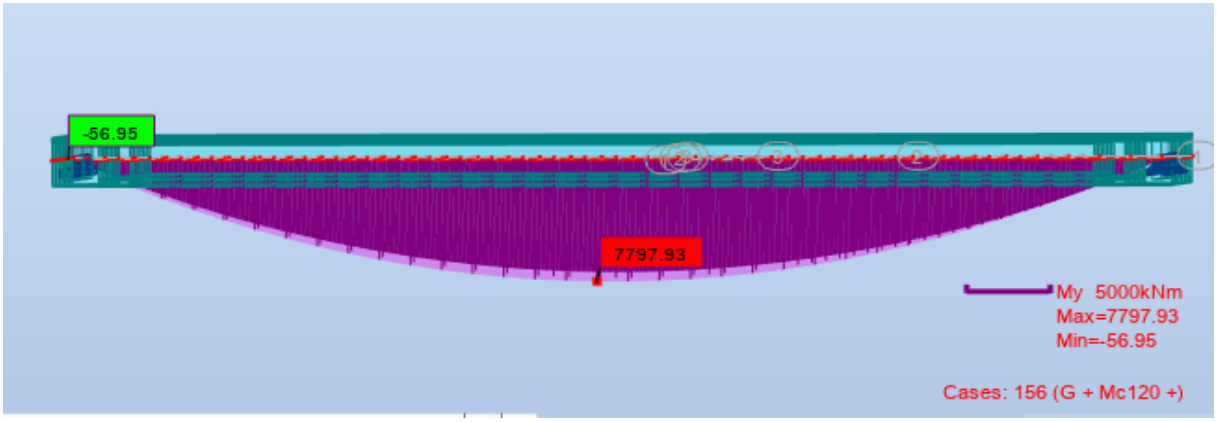
ELS : G + 1,2 BC



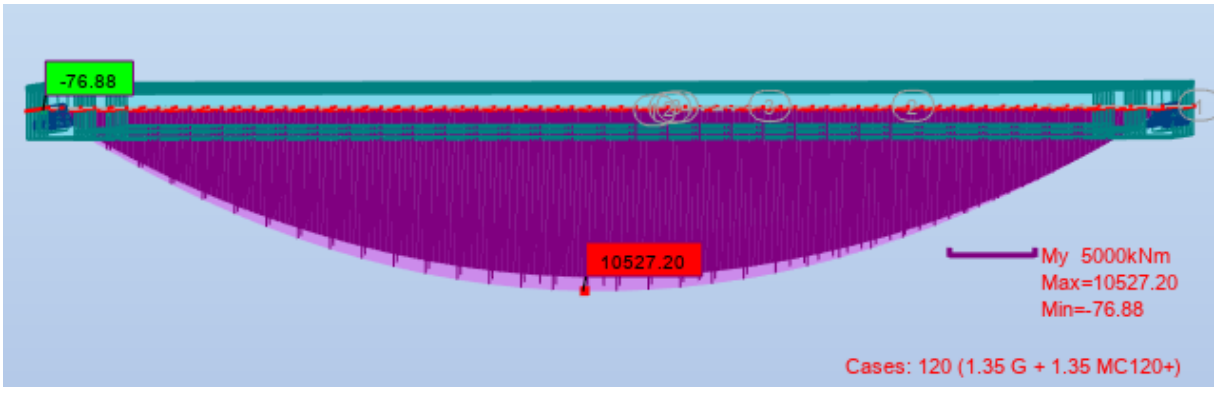
ELU : 1,35 G + 1,6 BT



ELS : G + 1,2 BT



ELS : G + Mc 120



ELS : 1.35G + 1.35Mc 120

ANNEXE D

FERRAILLAGE

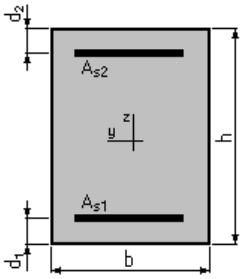
Ferraillage de l'entretoise La nappe inférieure (Calcul de Section en Flexion Simple)

1. Hypothčses :

Béton : fc28 = 27.0 (MPa) **Acier : fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section :



b = 30.0 (cm)

h = 140.0 (cm)

d_1 = 5.0 (cm)

d_2 = 5.0 (cm)

3. Moments appliqués :

	M_{max} (kN*m)	**M_{min}** (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	510.12	0.00
Etat **L**imite de **S**ervice	377.86	0.00
Etat **L**imite Ultime (Accidentel)	0.00	0.00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique A_{s1} = 12.7 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0.0 (cm2)

Section minimum $A_{s\,min}$ = 4.8 (cm2)

théorique ρ = 0.31 (%)

minimum ρ_{min} = 0.12 (%)

Analyse par Cas :

Cas ELU M_{max} = 510.12 (kN*m) M_{min} = 0.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité : 1.42 Pivot : A

Position de l'axe neutre : y = 10.2 (cm)

Bras de levier : Z = 130.9 (cm)

Déformation du béton : ε_b = 0.82 (‰)

Déformation de l'acier : ε_s = 10.00 (‰)

Contrainte de l'acier :

tendue : σ_s = 434.8 (MPa)

Cas ELS M_{max} = 377.86 (kN*m) M_{min} = 0.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité : 1.00

Position de l'axe neutre : y = 35.6 (cm)

Bras de levier : Z = 123.1 (cm)

Contrainte maxi du béton : σ_b = 5.7 (MPa)

Contrainte limite : 0,6 fcj = 24.0 (MPa)

Contrainte de l'acier :

tendue : σ_s = 241.0 (MPa)

Contrainte limite de l'acier :

$\sigma_{s\,lim}$ = 241.0 (MPa)

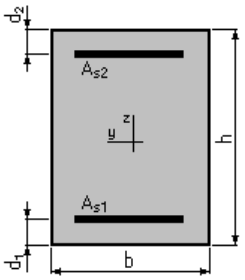
Ferraillage de l'entretoise La nappe supérieure (Calcul de Section en Flexion Simple)

1. Hypothčses :

Béton : fc28 = 27.0 (MPa) Acier : fe = 500.0 (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section :



b = 30.0 (cm)

h = 140.0 (cm)

d_1 = 5.0 (cm)

d_2 = 5.0 (cm)

3. Moments appliqués :

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	-512.03	0.00
Etat **L**imite de **S**ervice	-379.28	0.00
Etat **L**imite Ultime (Accidentel)	0.00	0.00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique A_{s1} = 0.0 (cm2) Section théorique A_{s2} = 12.8 (cm2)

Section minimum $A_{s\,min}$ = 0.0 (cm2)

théorique ρ = 0.32 (%)

minimum ρ_{min} = 0.12 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = -512.03 (kN*m) M_{min} = 0.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité : 1.42 Pivot : A

Position de l'axe neutre : y = 10.2 (cm)

Bras de levier : Z = 130.9 (cm)

Déformation du béton : ε_b = 0.82 (‰)

Déformation de l'acier : ε_s = 10.00 (‰)

Contrainte de l'acier :

tendue : σ_s = 434.8 (MPa)

Cas ELS M_{max} = -379.28 (kN*m) M_{min} = 0.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité : 1.00

Position de l'axe neutre : y = 35.6 (cm)

Bras de levier : Z = 123.1 (cm)

Contrainte maxi du béton : σ_b = 5.8 (MPa)

Contrainte limite : 0,6 fcj = 24.0 (MPa)

Contrainte de l'acier :

tendue : σ_s = 241.0 (MPa)

Contrainte limite de l'acier : $\sigma_{s\,lim}$ = 241.0 (MPa)

Ferraillage de l'entretoise Amateures transversale

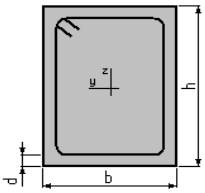
Calcul de Section à l'effort Tranchant

1. Hypothèses :

Béton : fc28 = 27.0 (MPa) Acier : fe = 500.0 (MPa)

- Calcul suivant BAEL 91
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Fissuration préjudiciable
- Reprise de bétonnage
- Calcul en poutre

2. Section :



b = 30.0 (cm)

h = 140.0 (cm)

d = 5.0 (cm)

3. Efforts tranchants appliqués :

V : effort tranchant

N : effort de compression

Cas N^{O}	Type	**V** (kN)	**N** (kN)
1.	ELU	1040.34	0.00

4. Résultats :

Contrainte tangente maximale τ_u = 2.6 (MPa)

Contrainte tangente limite $\tau_{u, lim}$ = 4.0 (MPa)

Armatures transversales

Inclinaison des armatures : α = 90 (deg) Longueur de la travée : L = 6.2 (m)

Armatures d'effort tranchant : Section A_t = 2.3 (cm2)

Cadres : 2 ∅ 12

Espacement : S_t = 11.5 (cm) Répartition des armatures d'âmes à mi-portée :

Espacement maximum: $S_{t, max}$ = 40.0 (cm) 6 + 12*11 + 2*13 + 2*16 + 2*20 + 2*25 (cm)

Ferraillage de l'hourdis La nappe inférieure

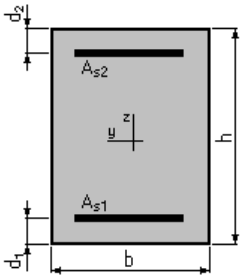
Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothčses :

Béton : fc28 = 40.0 (MPa) **Acier : fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section :



b = 100.0 (cm)

h = 30.0 (cm)

d_1 = 5.0 (cm)

d_2 = 5.0 (cm)

3. Moments appliqués :

	$\mathbf{M_{max}}$ (kN*m)	$\mathbf{M_{min}}$ (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	70.85	0.00
Etat **L**imite de **S**ervice	53.13	0.00
Etat **L**imite Ultime (Accidentel)	0.00	0.00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique A_{s1} = 9.8 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0.0 (cm2)

Section minimum $A_{s\ min}$ = 7.0 (cm2) Section maximum $A_{s\ max}$ = 62.5 (cm2)

théorique ρ = 0.39 (%)

minimum ρ_{min} = 0.28 (%) maximum ρ_{max} = 2.08 (%)

Analyse par Cas :

Cas ELU M_{max} = 70.85 (kN*m) M_{min} = 0.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité : 1.44 Pivot : A

Position de l'axe neutre : y = 2.3 (cm)

Bras de levier : Z = 24.1 (cm)

Déformation du béton : ε_b = 1.03 (‰)

Déformation de l'acier : ε_s = 10.00 (‰)

Contrainte de l'acier :

tendue : σ_s = 434.8 (MPa)

Cas ELS M_{max} = 53.13 (kN*m) M_{min} = 0.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité : 1.00

Position de l'axe neutre : y = 7.2 (cm)

Bras de levier : Z = 22.6 (cm)

Contrainte maxi du béton : σ_b = 6.5 (MPa)

Contrainte limite : 0,6 fcj = 24.0 (MPa)

Contrainte de l'acier :

tendue : σ_s = 241.0 (MPa)

Contrainte limite de l'acier : $\sigma_{s\,lim}$ = 241.0 (MPa)

Ferraillage de l'hourdis La nappe supérieure

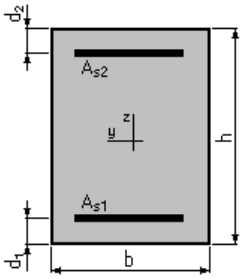
Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothčses :

Béton : fc28 = 40.0 (MPa) Acier : fe = 500.0 (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section :



b = 100.0 (cm)

h = 30.0 (cm)

d_1 = 5.0 (cm)

d_2 = 5.0 (cm)

3. Moments appliqués :

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	59.27	0.00
Etat **L**imite de **S**ervice	44.42	0.00
Etat **L**imite Ultime (Accidentel)	0.00	0.00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique A_{s1} = 8.1 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0.0 (cm2)

Section minimum $A_{s\,min}$ = 7.0 (cm2) Section maximum $A_{s\,max}$ = 62.5 (cm2)

théorique ρ = 0.32 (%)

minimum ρ_{min} = 0.28 (%) maximum ρ_{max} = 2.08 (%)

Analyse par Cas :

Cas ELU M_{max} = 59.27 (kN*m) M_{min} = 0.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité : 1.44 Pivot : A

Position de l'axe neutre : y = 1.9 (cm)

Bras de levier : Z = 24.2 (cm)

Déformation du béton : ε_b = 0.84 (‰)

Déformation de l'acier : ε_s = 10.00 (‰)

Contrainte de l'acier :

tendue : σ_s = 434.8 (MPa)

Cas ELS M_{max} = 44.42 (kN*m) M_{min} = 0.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité : 1.00

Position de l'axe neutre : y = 6.7 (cm)

Bras de levier : Z = 22.8 (cm)

Contrainte maxi du béton : σ_b = 2.9 (MPa)

Contrainte limite : 0,6 fcj = 24.0 (MPa)

Contrainte de l'acier :

tendue : σ_s = 27.0 (MPa)

Contrainte limite de l'acier : $\sigma_{s\,lim}$ = 241.0 (MPa)

Ferraillage de chevêtre La nappe supérieure

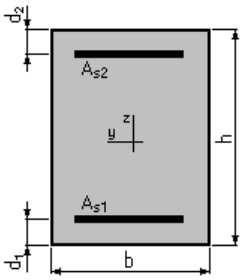
Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothčses :

Béton : fc28 = 27.0 (MPa) Acier : fe = 500.0 (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section :



b = 230.0 (cm)

h = 150.0 (cm)

d_1 = 5.0 (cm)

d_2 = 5.0 (cm)

3. Moments appliqués :

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	3340.05	0.00
Etat **L**imite de **S**ervice	2480.23	0.00
Etat **L**imite Ultime (Accidentel)	0.00	0.00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique A_{s1} = 89.9 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0.0 (cm2)

Section minimum $A_{s\,min}$ = 33.4 (cm2)

théorique ρ = 0.27 (%)

minimum ρ_{min} = 0.10 (%)

Analyse par Cas :

Cas ELU M_{max} = 3340.05 (kN*m) M_{min} = 0.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité : 1.63 Pivot : A

Position de l'axe neutre : y = 13.9 (cm)

Bras de levier : Z = 139.4 (cm)

Déformation du béton : ε_b = 1.06 (‰)

Déformation de l'acier : ε_s = 10.00 (‰)

Contrainte de l'acier : tendue : σ_s = 434.8 (MPa)

Cas ELS M_{max} = 2480.23 (kN*m) M_{min} = 0.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité : 1.00

Position de l'axe neutre : y = 35.8 (cm)

Bras de levier : Z = 133.1 (cm)

Contrainte maxi du béton : σ_b = 4.5 (MPa)

Contrainte limite : 0,6 fcj = 16.2 (MPa)

Contrainte de l'acier : tendue : σ_s = 207.3 (MPa)

Contrainte limite de l'acier : $\sigma_{s\,lim}$ = 207.3 (MPa)

Ferraillage de chevêtre La nappe inferieure

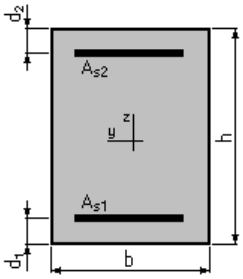
Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothčses :

Béton : fc28 = 27.0 (MPa) **Acier : fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section :



b = 230.0 (cm)

h = 150.0 (cm)

d_1 = 5.0 (cm)

d_2 = 5.0 (cm)

3. Moments appliqués :

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	896.16	0.00
Etat **L**imite de **S**ervice	665.47	0.00
Etat **L**imite Ultime (Accidentel)	0.00	0.00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique A_{s1} = 33.4 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0.0 (cm2)

Section minimum $A_{s\,min}$ = 33.4 (cm2)

théorique ρ = 0.10 (%)

minimum ρ_{min} = 0.10 (%)

Analyse par Cas :

Cas ELU M_{max} = 896.16 (kN*m) M_{min} = 0.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité : 2.31 Pivot : A

Position de l'axe neutre : y = 5.2 (cm)

Bras de levier : Z = 142.9 (cm)

Déformation du béton : ε_b = 0.37 (‰)

Déformation de l'acier : ε_s = 10.00 (‰)

Contrainte de l'acier :

tendue : σ_s = 434.8 (MPa)

Cas ELS M_{max} = 665.47 (kN*m) M_{min} = 0.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité : 1.43

Position de l'axe neutre : y = 23.0 (cm)

Bras de levier : Z = 137.3 (cm)

Contrainte maxi du béton :σ_b = 0.8 (MPa)

Contrainte limite : 0,6 fcj = 16.2 (MPa)

Contrainte de l'acier :

tendue : σ_s = 10.3 (MPa)

Contrainte limite de l'acier :

$\sigma_{s\ lim}$ = 207.3 (MPa)

Ferraillage de chevêtre Armateurs transversales

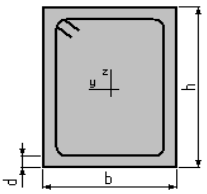
Calcul de Section à l'effort Tranchant

1. Hypothèses :

Béton : fc28 = 27.0 (MPa) Acier : fe = 500.0 (MPa)

- Calcul suivant BAEL 91
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Fissuration préjudiciable
- Pas de reprise de bétonnage
- Calcul en poutre

2. Section :



b = 230.0 (cm)

h = 150.0 (cm)

d = 5.0 (cm)

3. Efforts tranchants appliqués :

V : effort tranchant

N : effort de compression

Cas N^O	Type	**V** (kN)	**N** (kN)
1.	ELU	3398.80	0.00
2.	ELU	0.00	0.00

4. Résultats :

Contrainte tangente maximale τ_u = 1.0 (MPa)

Contrainte tangente limite $\tau_{u,\ lim}$ = 2.7 (MPa)

Armatures transversales

Inclinaison des armatures : α = 90 (deg) Longueur de la travée : L = 13.3 (m)

Armatures d'effort tranchant : Section A_t = 3.1 (cm2)

Cadres : 2 ∅ 14

Espacement : S_t = 14.8 (cm) Répartition des armatures d'âmes à mi-portée :

Espacement maximum: $S_{t, max}$ = 40.0 (cm) 7 + 10*13 + 2*16 + 2*20 + 2*25 + 2*35 + 8*40 (cm)

Ferraillage des pieux

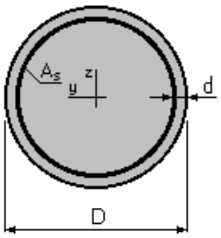
Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

1. Hypothčses :

Béton : fc28 = 27.0 (MPa) **Acier : fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section :



D = 120.0 (cm)

d = 5.0 (cm)

3. Efforts appliqués :

Cas N^O	Type	**N** (kN)	$\mathbf{M_y}$ (kN*m)	$\mathbf{M_z}$ (kN*m)
1.	ELU	2309.36	154.05	0.00
2.	ELS	1714.23	113.33	0.00
3.	ELA	5100.00	955.37	0.00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique A_s = 113.1 (cm2)

Section minimum $A_{s\,min}$ = 113.1 (cm2) Section maximum $A_{s\,max}$ = 565.5 (cm2)

théorique ρ = 1.00 (%)

minimum ρ_{min} = 0.50 (%) maximum ρ_{max} = 5.00 (%)

Analyse par Cas :

Cas N^O 1: Type ELU N = 2309.36 (kN) M_y = 154.05 (kN*m) M_z = 0.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité : 7.95 Pivot : C

Position de l'axe neutre : y = 130.1 (cm)

Bras de levier : Z = 59.0 (cm)

Déformation du béton : ε_b = 3.31 (‰)

Déformation de l'acier : ε_s = 0.00 (‰)

Contrainte de l'acier :

comprimée : σ_s'= 434.8 (MPa)

Cas N^O 2: Type ELS N = 1714.23 (kN) M_y = 113.33 (kN*m) M_z = 0.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité : 8.69

Position de l'axe neutre : y = 207.5 (cm)

Bras de levier : Z = 60.8 (cm)

Contrainte maxi du béton :σ_b = 1.9 (MPa)

Contrainte limite : 0,6 fcj = 16.2 (MPa)

Contrainte de l'acier :

comprimée : σ_s'= 27.1 (MPa)

Contrainte limite de l'acier :

$\sigma_{s\,lim}$ = 207.3 (MPa)

Cas N^O 3: Type ELA N = 5100.00 (kN) M_y = 955.37 (kN*m) M_z = 0.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité : 3.44 Pivot : B

Position de l'axe neutre : y = 99.2 (cm)

Bras de levier : Z = 70.1 (cm)

Déformation du béton : ε_b = 3.50 (‰)

Déformation de l'acier : ε_s = 0.55 (‰)

Contrainte de l'acier :

tendue : σ_s =110.0 (MPa)

comprimée : σ_s'= 500.0 (MPa)

Ferraillage des pieux

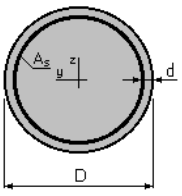
Calcul de Section à l'effort Tranchant

1. Hypothèses :

Béton : fc28 = 27.0 (MPa) **Acier : fe = 500.0 (MPa)**

- Calcul suivant BAEL 91
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Fissuration préjudiciable
- Calcul en poteau dans la zone critique

2. Section :



D = 120.0 (cm)

d = 5.0 (cm)

3. Efforts tranchants appliqués :

V : effort tranchant

N : effort de compression

Cas N^{O}	Type	**V** (kN)	**N** (kN)
1.	ELU	44.34	2309.36

4. Résultats :

Contrainte tangente maximale τ_u = 0.0 (MPa)

Contrainte tangente limite $\tau_{u, lim}$ = 2.7 (MPa)

Armatures transversales

Inclinaison des armatures : α = 90 (deg)

Armatures d'effort tranchant : Section A_t = 3.1 (cm2)

Cadres : 2 ∅ 14

Espacement : S_t = 15.0 (cm)

Espacement maximum: $S_{t, max}$ = 15.0 (cm)

Ferraillage des pieux

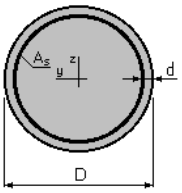
Calcul de Section à l'effort Tranchant

1. Hypothèses :

Béton : fc28 = 27.0 (MPa) **Acier : fe = 500.0 (MPa)**

- Calcul suivant BAEL 91
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Fissuration préjudiciable
- Calcul en poteau dans la zone courante

2. Section :



D = 120.0 (cm)

d = 5.0 (cm)

3. Efforts tranchants appliqués :

V : effort tranchant

N : effort de compression

Cas N^{O}	Type	**V** (kN)	**N** (kN)
1.	ELU	44.34	2309.36

4. Résultats :

Contrainte tangente maximale τ_u = 0.0 (MPa)

Contrainte tangente limite $\tau_{u, lim}$ = 2.7 (MPa)

Armatures transversales

Inclinaison des armatures : α = 90 (deg)

Armatures d'effort tranchant : Section A_t = 3.1 (cm2)

Cadres : 2 ∅ 14

Espacement : S_t = 30.0 (cm)

Espacement maximum : $S_{t, max}$ = 30.0 (cm)

Ferraillage des futs

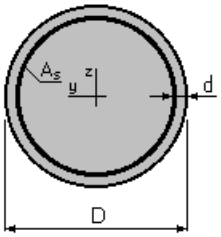
Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

1. Hypothčses :

Béton : fc28 = 27.0 (MPa) **Acier : fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section :



D = 160.0 (cm)

d = 5.0 (cm)

3. Efforts appliqués :

Cas N^O	Type	**N** (kN)	**M_y** (kN*m)	**M_z** (kN*m)
1.	ELU	6642.20	2891.12	0.00
2.	ELS	4927.39	2127.00	0.00
3.	ELA	4510.00	4719.01	0.00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique A_s = 201.1 (cm2)

Section minimum $A_{s\,min}$ = 201.1 (cm2) Section maximum $A_{s\,max}$ = 1005.3 (cm2)

théorique ρ = 1.00 (%)

minimum ρ_{min} = 0.50 (%) maximum ρ_{max}= 5.00 (%)

Analyse par Cas :

Cas N^O 1: Type ELU N = 6642.20 (kN) M_y = 2891.12 (kN*m) M_z = 0.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité : 2.73 Pivot : B

Position de l'axe neutre : y = 106.6 (cm)

Bras de levier : Z = 105.7 (cm)

Déformation du béton : ε_b = 3.50 (‰)

Déformation de l'acier : ε_s = 1.58 (‰)

Contrainte de l'acier :

tendue : σ_s =315.8 (MPa)

comprimée : σ_s'= 434.8 (MPa)

Cas N^O 2 : Type ELS N = 4927.39 (kN) M_y = 2127.00 (kN*m) M_z = 0.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité : 2.34

Position de l'axe neutre : y = 108.6 (cm)

Bras de levier : Z = 110.9 (cm)

Contrainte maxi du béton :σ_b = 6.9 (MPa)

Contrainte limite : 0,6 fcj = 16.2 (MPa)

Contrainte de l'acier :

tendue : σ_s = 44.0 (MPa)

comprimée : σ_s'= 98.6 (MPa)

Contrainte limite de l'acier :$\sigma_{s\,lim}$ = 207.3 (MPa)

Cas N^O 3: Type ELA N = 4510.00 (kN) M_y = 4719.01 (kN*m) M_z = 0.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité : 2.02 Pivot : B

Position de l'axe neutre : y = 64.9 (cm)

Bras de levier : Z = 124.1 (cm)

Déformation du béton : ε_b = 3.50 (‰)

Déformation de l'acier : ε_s = 4.84 (‰)

Contrainte de l'acier :

tendue : σ_s =500.0 (MPa)

comprimée : σ_s'= 500.0 (MPa)

Calcul de Section dans la zone critique à l'effort Tranchant

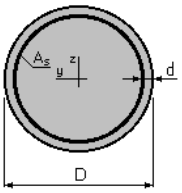
Calcul de Section à l'effort Tranchant

1. Hypothèses :

Béton : fc28 = 27.0 (MPa) **Acier : fe = 500.0 (MPa)**

- Calcul suivant BAEL 91
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Fissuration préjudiciable
- Calcul en poteau dans la zone critique

2. Section :



D = 160.0 (cm)

d = 5.0 (cm)

3. Efforts tranchants appliqués :

V : effort tranchant

N : effort de compression

Cas N^{O}	Type	**V** (kN)	**N** (kN)
1.	ELU	177.37	6642.20

4. Résultats :

Contrainte tangente maximale τ_u = 0.1 (MPa)

Contrainte tangente limite $\tau_{u, lim}$ = 2.7 (MPa)

Armatures transversales

Inclinaison des armatures : α = 90 (deg)

Armatures d'effort tranchant : Section A_t = 4.0 (cm2)

Cadres : 2 ∅ 16

Espacement : S_t = 15.0 (cm)

Espacement maximum : $S_{t, max}$ = 15.0 (cm)

Calcul de Section dans la zone courante à l'effort Tranchant

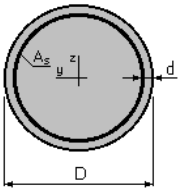
Calcul de Section à l'effort Tranchant

1. Hypothèses :

Béton : fc28 = 27.0 (MPa) **Acier : fe = 500.0 (MPa)**

- Calcul suivant BAEL 91
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Fissuration préjudiciable
- Calcul en poteau dans la zone courante

2. Section :



D = 160.0 (cm)

d = 5.0 (cm)

3. Efforts tranchants appliqués :

V : effort tranchant

N : effort de compression

Cas N^{O}	Type	**V** (kN)	**N** (kN)
1.	ELU	177.37	6642.20

4. Résultats :

Contrainte tangente maximale τ_u = 0.1 (MPa)

Contrainte tangente limite $\tau_{u, lim}$ = 2.7 (MPa)

Armatures transversales

Inclinaison des armatures : α = 90 (deg)

Armatures d'effort tranchant : Section A_t = 4.0 (cm2)

Cadres : 2 ∅ 16

Espacement : S_t = 30.0 (cm)

Espacement maximum : $S_{t, max}$ = 30.0 (cm)

Ferraillage de mur frontal

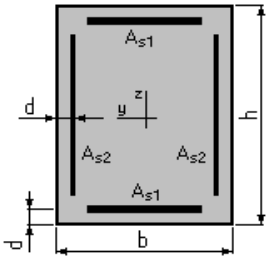
Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

1. Hypothčses :

Béton : fc28 = 27.0 (MPa) **Acier : fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section :



b = 100.0 (cm)

h = 140.0 (cm)

d = 5.0 (cm)

3. Efforts appliqués :

Cas N^{O}	Type	**N** (kN)	$\mathbf{M_y}$ (kN*m)	$\mathbf{M_z}$ (kN*m)
1.	ELU	1354.18	1362.27	0.00
2.	ELS	778.69	780.01	0.00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique A_{s1} = 14.0 (cm2) Section théorique A_{s2}= 0.0 (cm2)

Section minimum $A_{s\ min}$ = 28.0 (cm2) Section maximum $A_{s\ max}$ = 700.0 (cm2)

théorique ρ = 0.20 (%)

minimum ρ_{min} = 0.10 (%) maximum ρ_{max} =5.00 (%)

Analyse par Cas :

Cas N^{O} 1: Type ELU N = 1354.18 (kN) M_y = 1362.27 (kN*m) M_z = 0.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité : 1.52 Pivot : A

Position de l'axe neutre : y = 19.0 (cm)

Bras de levier : Z = 127.4 (cm)

Déformation du béton : ε_b = 1.64 (‰)

Déformation de l'acier : ε_s = 10.00 (‰)

Contrainte de l'acier :

tendue : σ_s =434.8 (MPa)

comprimée : σ_s'= 241.2 (MPa)

Cas N^{O} 2: Type ELS N = 778.69 (kN) M_y = 780.01 (kN*m) M_z = 0.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité : 1.09

Position de l'axe neutre : y = 38.1 (cm)

Bras de levier : Z = 122.3 (cm)

Contrainte maxi du béton :σ_b = 2.8 (MPa)

Contrainte limite : 0,6 fcj = 16.2 (MPa)

Contrainte de l'acier :

tendue : σ_s = 22.8 (MPa)

comprimée : σ_s'= 39.0 (MPa)

Contrainte limite de l'acier :$\sigma_{s\,lim}$ = 207.3 (MPa)

Ferraillage de mur garde grève

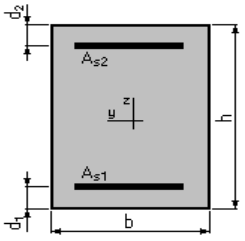
Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothčses :

Béton : fc28 = 27.0 (MPa) **Acier : fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section :



b = 100.0 (cm)

h = 30.0 (cm)

d_1 = 5.0 (cm)

d_2 = 5.0 (cm)

3. Moments appliqués :

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	172.11	0.00
Etat **L**imite de **S**ervice	128.87	0.00
Etat **L**imite Ultime (Accidentel)	0.00	0.00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique A_{s1} = 29.2 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0.0 (cm2)

Section minimum $A_{s\,min}$ = 3.0 (cm2)

théorique ρ = 1.17 (%)

minimum ρ_{min} = 0.12 (%)

Analyse par Cas :

Cas ELU M_{max} = 172.11 (kN*m) M_{min} = 0.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité : 1.54 Pivot : B

Position de l'axe neutre : y = 10.4 (cm)

Bras de levier : Z = 20.9 (cm)

Déformation du béton : ε_b = 3.50 (‰)

Déformation de l'acier : ε_s = 4.95 (‰)

Contrainte de l'acier :

tendue : σ_s = 434.8 (MPa)

Cas ELS M_{max} = 128.87 (kN*m) M_{min} = 0.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité : 1.00

Position de l'axe neutre : y = 11.0 (cm)

Bras de levier : Z = 21.3 (cm)

Contrainte maxi du béton : σ_b = 10.9 (MPa)

Contrainte limite : 0,6 fcj = 16.2 (MPa)

Contrainte de l'acier :

tendue : σ_s = 207.3 (MPa)

Contrainte limite de l'acier :

$\sigma_{s\,lim}$ = 207.3 (MPa)

Ferraillage de la dalle de transition

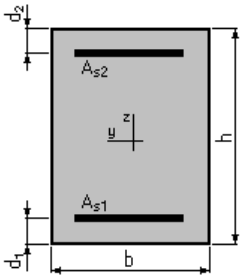
Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothčses :

Béton : fc28 = 27.0 (MPa) **Acier : fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section :



b = 100.0 (cm)

h = 30.0 (cm)

d_1 = 5.0 (cm)

d_2 = 5.0 (cm)

3. Moments appliqués :

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	102.79	0.00
Etat **L**imite de **S**ervice	76.44	0.00
Etat **L**imite Ultime (Accidentel)	0.00	0.00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique A_{s1} = 16.8 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0.0 (cm2)

Section minimum $A_{s\,min}$ = 3.0 (cm2)

théorique ρ = 0.67 (%)

minimum ρ_{min} = 0.12 (%)

Analyse par Cas :

Cas ELU M_{max} = 102.79 (kN*m) M_{min} = 0.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité : 1.60 Pivot : A

Position de l'axe neutre : y = 6.0 (cm)

Bras de levier : Z = 22.6 (cm)

Déformation du béton : ε_b = 3.12 (‰)

Déformation de l'acier : ε_s = 10.00 (‰)

Contrainte de l'acier :

tendue : σ_s = 434.8 (MPa)

Cas ELS M_{max} = 76.44 (kN*m) M_{min} = 0.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité : 1.00

Position de l'axe neutre : y = 9.0 (cm)

Bras de levier : Z = 22.0 (cm)

Contrainte maxi du béton : σ_b = 7.7 (MPa)

Contrainte limite : 0,6 fcj = 16.2 (MPa)

Contrainte de l'acier :

tendue : σ_s = 207.3 (MPa)

Contrainte limite de l'acier :

$\sigma_{s\ lim}$ = 207.3 (MPa)

Ferraillage du Corbeau

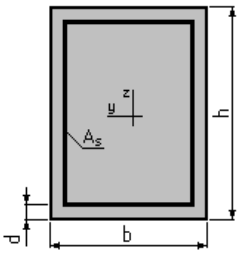
Calcul d'une Section Comprimée

1. Hypothčses :

Béton : fc28 = 27.0 (MPa) **Acier : fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte de l'élancement
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Charges appliquées après 90 jours
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section :



b = 100.0 (cm)

h = 40.0 (cm)

d = 5.0 (cm)

3. Forces :

	N (kN)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	129.79
Etat **L**imite de **S**ervice	96.44
Etat **L**imite Ultime (Accidentel)	0.00

4. Résultats :

Résistance des Matériaux :

Section brute	B = 4000.0	(cm2)	Section réduite	B_r = 3724.0	(cm2)
Long flambement	l_{fy} = 3.0	(m)	Long flambement	l_{fz} = 3.0	(m)
Inertie	I_y = 533333.3	(cm4)	Inertie	I_z = 3333333.3	(cm4)

Rayon de giration i_y = 11.5 (cm) Rayon de giration i_z = 28.9 (cm)

Elancement λ_y = 26.0 Elancement λ_z = 10.4

α = 0.77 N_u (béton seul) = 5702.38 (kN)

Béton :

σ (ELS) = 0.2 (MPa)

0,6 fcj = 16.2 (MPa)

Acier :

Section théorique A_s = 11.2 (cm2)

Section minimum $A_{s\,min}$ = 11.2 (cm2)

Section maximum $A_{s\,max}$ = 200.0 (cm2)

théorique ρ = 0.42 (%)

minimum ρ_{min} = 0.28 (%)

maximum ρ_{max} = 5.00 (%)

Ferraillage horizontal de mur en retour

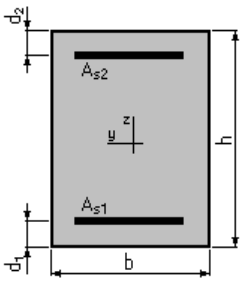
Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothčses :

Béton : fc28 = 27.0 (MPa) **Acier : fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section :



b = 100.0 (cm)

h = 60.0 (cm)

d_1 = 5.0 (cm)

d_2 = 5.0 (cm)

3. Moments appliqués :

	M_{max} (kN*m)	**M_{min}** (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	0.00	0.00
Etat **L**imite de **S**ervice	332.50	0.00
Etat **L**imite Ultime (Accidentel)	0.00	0.00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique A_{s1} = 32.9 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0.0 (cm2)

Section minimum $A_{s\,min}$ = 5.5 (cm2)

théorique ρ = 0.60 (%)

minimum ρ_{min} = 0.10 (%)

Analyse par Cas :

Cas ELS M_{max} = 332.50 (kN*m) M_{min} = 0.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité : 1.00

Position de l'axe neutre : y = 18.9 (cm)

Bras de levier : Z = 48.7 (cm)

Contrainte maxi du béton : σ_b = 7.2 (MPa)

Contrainte limite : 0,6 fcj = 16.2 (MPa)

Contrainte de l'acier :

tendue : σ_s = 207.3 (MPa)

Contrainte limite de l'acier :

$\sigma_{s\,lim}$ = 207.3 (MPa)

Ferraillage vertical de mur en retour

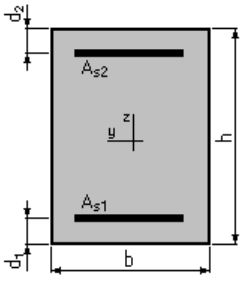
Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothčses :

Béton : fc28 = 27.0 (MPa) Acier : fe = 500.0 (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section :



b = 100.0 (cm)

h = 60.0 (cm)

d_1 = 5.0 (cm)

d_2 = 5.0 (cm)

3. Moments appliqués :

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	0.00	0.00

Etat **L**imite de **S**ervice	110.00	0.00
Etat **L**imite Ultime (Accidentel)	0.00	0.00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique A_{s1} = 10.4 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0.0 (cm2)

Section minimum $A_{s\,min}$ = 5.5 (cm2)

théorique ρ = 0.19 (%)

minimum ρ_{min} = 0.10 (%)

Analyse par Cas :

Cas ELS M_{max} = 110.00 (kN*m) M_{min} = 0.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité : 1.00

Position de l'axe neutre : y = 11.6 (cm)

Bras de levier : Z = 51.1 (cm)

Contrainte maxi du béton : σ_b = 1.8 (MPa)

Contrainte limite : 0,6 fcj = 16.2 (MPa)

Contrainte de l'acier :

tendue : σ_s = 21.2 (MPa)

Contrainte limite de l'acier :

$\sigma_{s\,lim}$ = 207.3 (MPa)